



João António Gouveia de F. Gonçalves

Licenciado

Estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Geotecnia

Orientador: Prof. Doutor Pedro F. e M. Guedes de Melo, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof.^a Doutora Ildi Cismasiu, FCT-UNL
Arguente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão, FCT-UNL
Vogal: Prof. Doutor Pedro F. e M. Guedes de Melo, FCT-UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Janeiro de 2013

“Copyright” João António Gouveia de F. Gonçalves, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Ao meu sobrinho Viggo

Agradecimentos

Queria expressar os meus sinceros agradecimentos ao Professor Doutor Pedro Melo, orientador científico, pelo apoio, a partilha de conhecimento e as contribuições valiosas para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus pais pelo apoio incondicional, compreensão, paciência e incentivo na minha vida universitária e humana.

À minha irmã, pelo apoio e orientação, pela amizade e coragem.

Aos meus colegas e amigos, pelo apoio e amizade em alturas em que a concentração era pedida e durante os momentos mais descontraídos.

Por fim, e não menos importante a todos os meus familiares pelo apoio demonstrado no percurso académico, em especial o meu tio António não só pelo apoio como pelo tempo e paciência para ler e reler este documento.

Um sincero obrigado.

Resumo

No Projecto Geotécnico corrente, a estabilidade de fundações e taludes é, habitualmente, analisada através de metodologias nas quais os maciços são tidos como meios particulados, contínuos e homogéneos. Os tipos de mecanismos de colapso nelas considerados são, assim, adequados para a análise de maciços terrosos e, eventualmente, para maciços rochosos muito alterados e decompostos, mas não são generalizáveis a todos os maciços rochosos, onde o comportamento mecânico é fortemente condicionado por eventuais descontinuidades da massa rochosa.

Com este trabalho procura-se sistematizar as metodologias disponíveis para o estudo da estabilidade de fundações e de taludes em maciços rochosos. Neste âmbito, deverão ser abordadas as formas mais adequadas de proceder à caracterização do comportamento mecânico dos maciços, os tipos de mecanismos de colapso mais frequentes e os procedimentos associados à verificação da segurança. Neste aspecto, deverão ser analisadas as abordagens previstas no EC7.

Palavras chave:

Maciço rochoso; Fundações; Taludes; Rotura; Estabilidade; Metodologias.

Abstract

In the current Geotechnical Design, the stability of foundations and slopes is usually analyzed by methodologies in which the mass media are seen as fractured, continuous and homogeneous. The types of failure mechanisms considered are suitable for the analysis of soil masses and eventually to rock masses weathered and decomposed, but cannot be generalized for all rock mass, where the mechanical behaviour is strongly influenced by discontinuities in the rock mass.

This work, seeks to organize the available methodologies for studying the stability of slopes and foundations in rock masses. In this context, the most appropriate ways to characterize the mechanical behaviour of the rock masses, the most frequent failure mechanisms and procedures to verify the security should be addressed. For this aspect approaches from EC7 should be examined.

Keywords:

Rock mass; Foundations; Slopes; Failure; Stability; Methodologies.

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice de Figuras	xv
Índice de Tabelas	xxi
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xxv
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objectivos	1
1.3 Organização da dissertação	2
2 Caracterização de maciços rochosos	5
2.1 Introdução	5
2.2 Descrição Geotécnica Básica	6
2.2.1 Classificação quanto ao estado de alteração	6
2.2.2 Classificação quanto ao estado de fracturação	6
2.2.3 Classificação quanto à espessura de camadas	7
2.2.4 Classificação quanto à resistência	7
2.2.5 Classificação quanto à percentagem de recuperação	8
2.2.6 Classificação quanto ao índice RQD	9
2.3 Caracterização laboratorial	11
2.3.1 Generalidades	11
2.3.2 Ensaio de compressão uniaxial	12
2.3.3 Ensaio de carga pontual	13
2.3.4 Ensaio de compressão triaxial	15
2.3.5 Ensaio de corte directo	15
2.3.6 Ensaio índice	16
2.4 Caracterização <i>in situ</i>	21
2.4.1 Generalidades	21
2.4.2 Ensaio com esclerómetro ou martelo de Schmidt	22

2.4.3	Ensaio sísmico	23
2.4.4	Ensaio de permeabilidade	25
3	Classificação dos maciços rochosos	29
3.1	Introdução	29
3.2	Classificação de Bieniawski	30
3.3	Classificação de Barton	36
3.4	Classificação de Manuel Rocha	38
3.5	Índice GSI	43
3.6	Inter-relação entre classificações	47
3.6.1	Inter-relação entre os sistemas RMR e Q	47
3.6.2	Inter-relação entre GSI, RMR e Q	49
4	Comportamento mecânico de maciços rochosos	51
4.1	Introdução	51
4.2	Critério de rotura de Hoek-Brown	52
4.3	Critério de rotura de Hoek-Brown modificado por Douglas	57
4.4	Parâmetros de resistência	58
4.5	Parâmetros de deformabilidade	64
4.6	Efeito das pressões hidrostáticas e condições hidrogeológicas	66
5	Estabilidade de fundações em maciços rochosos	71
5.1	Introdução	71
5.2	Distribuição de tensões em fundações	73
5.3	Influência da água nas fundações	80
5.4	Análise de estabilidade de fundações superficiais	81
5.4.1	Rotura devido a insuficiente capacidade resistente do terreno	82
5.4.1.1	Mecanismos de rotura	84
5.4.1.2	Avaliação da capacidade resistente por métodos analíticos	86
5.4.1.3	Avaliação da capacidade resistente por métodos empíricos	97
5.4.2	Rotura por deslizamento	100
5.4.3	Perda de estabilidade global	101
5.4.4	Assentamentos	102
5.4.4.1	Assentamentos admissíveis	102
5.4.4.2	Avaliação de assentamentos	104
5.4.5	Avaliação da estabilidade segundo o EC7	110
6	Estabilidade de taludes em maciços rochosos	115
6.1	Introdução	115
6.2	Influência da água em taludes	116
6.3	Outros factores que influenciam a estabilidade	119
6.4	Análise de estabilidade de taludes em maciços rochosos	121
6.4.1	Mecanismos de rotura	124
6.4.2	Avaliação da estabilidade de taludes por métodos analíticos	128
6.4.3	Avaliação da estabilidade de taludes por métodos empíricos	142

7	Considerações finais	153
	Bibliografia	155
A	Constantes para aplicação do critério Hoek-Brown	163
B	Factor K	167
C	Ábacos Hoek & Bray (1981) para uma rotura circular	169
D	Ábacos Hoek & Bray (1981) para uma rotura em cunha	175

Índice de Figuras

2.1	Exemplo de cálculo do índice volumétrico J_v (Lima & Menezes, 2012).	10
2.2	Relação entre RQD e a frequência média das descontinuidades (Priest & Hudson, 1976).	11
2.3	Curva típica de tensão-deformação obtida através do ensaio de compressão simples.	13
2.4	Influência de taludes e fundação no estudo do estado de tensão em rochas de baixa resistência (Pinho, 2003): (a) estado de tensão inicial; (b) modificação de tensões; (c) trajectória das tensões efectivas.	15
2.5	Relação entre porosidade e resistência uniaxial da rocha intacta (Adachi & Yoshida, 2002).	18
2.6	Estimativa da compressão uniaxial a partir do número de Schmidt (Zhang, 2005).	24
2.7	Curvas típicas de <i>caudal vs pressão</i> obtido do ensaio Lugeon (Silva Gomes, 1991): (a) regime laminar; (b) regime turbulento; (c) bloqueamento de fissuras; (d) erosão do material de preenchimento; (e) fracturação hidráulica.	26
3.1	Diferença entre <i>strike</i> e inclinação da descontinuidade.	33
3.2	Pesos da resistência à compressão uniaxial (Bieniawski, 1989).	34
3.3	Pesos relativos ao RQD (Bieniawski, 1989).	34
3.4	Pesos do espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	35
3.5	Correlação entre RQD e o espaçamento médio das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	35
3.6	Peso do parâmetro de espaçamento de fracturas da classificação MR (adaptado de Pinto Cunha, 1991).	40
3.7	Exemplo de obtenção do índice GSI baseado na estrutura e condição das descontinuidades (Marinos & Hoek, 2000).	44
3.8	Exemplo da estimativa do índice GSI para maciços rochosos heterogéneos como o <i>flysh</i> (Marinos & Hoek, 2000).	45
3.9	Relação entre obra e descontinuidades do maciço rochoso: (a) taludes (adaptado de Li et al., 2008); (b) fundações (adaptado de Merifield et al., 2006).	46
3.10	Exemplo da estimativa do índice GSI para maciços rochosos segundo Sonmez & Ulusay (1999, 2002).	48
4.1	Envolvente de rotura Hoek-Brown (adaptado de Hoek, 1983).	53

4.2	Correlação entre resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção para as formações graníticas da região norte de Portugal (Miranda, 2003).	58
4.3	Relação entre as tensões principais máximas e mínimas para o critério Hoek-Brown e a equivalente Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).	59
4.4	Envolvente de rotura Mohr-Coulomb equivalente (adaptado de Hoek, 1983)	62
4.5	Estimativa dos parâmetros resistentes do maciço através do índice GSI (Hoek et al., 1998): (a) ângulo de atrito, ϕ ; (b) coesão, c	63
4.6	Estimativa do módulo de deformabilidade do maciço segundo as classificações geomecânicas RMR e Q (Bieniawski, 1984).	66
4.7	Relação empírica entre a rigidez dinâmica, E_{din} , e a rigidez estática, E_s (adaptado de Alpan, 1970).	67
4.8	Relação empírica entre rigidez dinâmica, E_{din} , e rigidez estática, E_s (adaptado de Alpan (1970) por Guedes de Melo (2011)).	68
5.1	Análise da capacidade de carga da rocha fracturada: (a) - Cunha activa e passiva, A e B, na fundação; e (b) envolvente de rotura do maciço rochoso (Wyllie, 1999).	74
5.2	Tensão vertical abaixo do centro de uma carga circular uniformemente distribuída num sistema de duas camadas com comportamento elástico linear (Winterkorn & Fang, 1975).	75
5.3	Influência da carga de fundação no terreno controlado por zonas de fraqueza (Goodman, 1989).	76
5.4	Contorno da tensão radial devido a uma carga pontual em rochas transversalmente isotrópicas, calculadas a partir das equações 5.3 e 5.4: (a) estrutura geológica alinhada horizontalmente (90° da carga vertical); (b) estrutura geológica alinhada a 30° com a carga vertical.	78
5.5	Condições de tensão produzido por fundações superficiais sujeitas a cargas excêntricas (Wyllie, 1999): (a) $e < B/6$; (b) $e > B/6$	79
5.6	Fluxo de água em fundações assentes em maciços rochoso (Wyllie, 1999): (a) Pressões de água produzidas ao longo de uma superfície fracturada; (b) Fluxo de água numa escavação para instalação da fundação; (c) rede de percolação típica na fundação rochosa de uma barragem, através de Cedergren (1989)	81
5.7	Fluxograma de projecto de uma fundação em maciços rochosos (adaptado de Hoek & Londe, 1974).	83
5.8	Efeito da carga de fundação num maciço rochoso fracturado Wyllie (1999): (a) esmagamento do maciço abaixo da fundação (zona A), formação de cunhas de rocha intacta nos arredores da fundação (zona B); (b) Diagrama de tensões do maciço rochoso.	87
5.9	Capacidade de carga resistente de uma fundação assente num maciço rochoso controlado por zonas de fraqueza (Wyllie, 1999). . .	89

5.10 Fundações superficiais em formações estratificadas com camada superior rija e camada inferior compressível (Sowers, 1979): (a) rotura por punçoamento; (b) rotura por deformação; (c) rotura por flexão.	90
5.11 Factores correctivos para fundações assentes numa superfície rochosa (Wyllie, 1999).	94
5.12 Valores dos factores correctivos para uma fundação assente numa superfície rochosa inclinada (Wyllie, 1999).	95
5.13 Factor correctivo função da espessura da fundação rochosa e a largura da fundação, J (Bishnoi, 1968).	97
5.14 Factor correctivo da capacidade de suporte, N_{cr} , em relação ao espaçamento das descontinuidades (Bishnoi, 1968).	97
5.15 Capacidade de carga admissível com base na classificação RMR, com teor em água natural (Mehrotra, 1992).	99
5.16 Capacidade de carga admissível para fundações em maciços rochosos fracturados com base no RQD (Peck et al., 1974).	100
5.17 Definições do movimento das fundações (EC7, 2010): (a) definições do assentamento s , do assentamento diferencial δ_s , da rotação θ e da deformação angular α ; (b) definições da deflexão relativa Δ e da razão de deflexão Δ/L ; (c) definições da inclinação ω e da rotação relativa (distorção angular) β	103
5.18 Condições geológicas particulares no cálculo do assentamento em fundações superficiais (Wyllie, 1999): (a) camada compressível sobrejacente a uma base rígida; (b) camada compressível intercalada com uma camada mais rígida $E_1 > E_2$; (c) camada superior rija assente numa camada compressível $E_1 > E_2$; (d) maciço rochoso transversalmente isotrópico.	105
5.19 Modelo de uma rocha fracturada com tipos de descontinuidades ortogonais para o cálculo do assentamento de uma fundação circular sujeita a uma carga vertical (Wyllie, 1999).	110
5.20 Influência do rácio entre módulos de deformabilidade no assentamento de uma carga circular uniforme assente num maciço rochoso transversalmente isotrópico (Wyllie, 1999).	111
5.21 Capacidade resistente presumida do terreno para fundações superficiais quadradas em rochas (para assentamento que não excedam 0.5% da largura da fundação) (EC7, 2010).	113
6.1 Esquemas do nível freático num talude segundo a distribuição dos materiais (Vallejo et al., 2002): 1) - Material permeável; 2) - Material de baixa permeabilidade.	117
6.2 Condições hidrostáticas num talude (Wyllie & Mah, 2004): (a) pressões hidrostáticas a actuar no plano de deslizamento e na fenda de tracção; (b) pressões uniformes devido a temperaturas negativas; (c) pressões hidrostáticas a actuarem apenas no plano de deslizamento.	119
6.3 Fluxograma de projecto de um talude em maciços rochosos (adaptado de Hoek & Londe, 1974).	123

6.4	Mecanismos de rotura principais em taludes (Wyllie & Mah, 2004): (a) rotura planar; (b) rotura em cunha; (c) rotura por desmoronamento (d) rotura circular.	126
6.5	Geometria do talude exibindo rotura planar (Wyllie & Mah, 2004): (a) secção transversal; (b) deslizamento do bloco pela existência de descontinuidades laterais.	127
6.6	Classes de rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004): (a) desmoronamento por flexão; (b) desmoronamento de blocos; (c) desmoronamento de blocos por flexão.	128
6.7	Método das fatias para a análise de estabilidade em roturas circulares cujas propriedades dos materiais são definidas pelo critério de rotura Hoek-Brown (Wyllie & Mah, 2004).	130
6.8	Localização do plano de deslizamento e da fenda de tracção crítica para talude em condições drenadas (Wyllie & Mah, 2004).	131
6.9	Localização do plano de deslizamento e da fenda de tracção crítica para talude na presença de água (Wyllie & Mah, 2004).	132
6.10	Geometrias de rotura planar de um talude (adaptado de Wyllie & Mah, 2004): (a) fenda de tracção na crista do talude; (b) fenda de tracção na face do talude.	133
6.11	Localização da fenda de tracção crítica para taludes secos perante rotura planar (Wyllie & Mah, 2004): (a) profundidade da fenda de tracção relativamente à crista do talude; (b) localização atrás da crista do talude da fenda de tracção.	134
6.12	Forças actuantes para o cálculo do factor de segurança de uma rotura em cunha (Wyllie & Mah, 2004): (a) corte longitudinal do talude, definindo os ângulos β e ξ ; (b) corte transversal do talude.	136
6.13	Modelo para a análise de desmoronamento pelo método de equilíbrio limite (Wyllie & Mah, 2004).	137
6.14	Forças actuantes num bloco n sujeito a rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004).	138
6.15	Condições de equilíbrio do bloco n sujeito a rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004).	140
6.16	Condições de equilíbrio do bloco n sujeito ao deslizamento (Wyllie & Mah, 2004).	141
6.17	Sequência de passos na utilização dos ábacos de rotura circular de Hoek & Bray (1981) na determinação do factor de segurança (Wyllie & Mah, 2004).	144
6.18	Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 15^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).	146
6.19	Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 30^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).	146
6.20	Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 45^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).	147
6.21	Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 60^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).	147
6.22	Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 75^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).	147

6.23	Relação do cálculo de $\sigma'_{3\max}$ entre a equivalente Mohr-Coulomb e parâmetros Hoek-Brown para taludes muito inclinados, $\beta \geq 45^\circ$ (Li et al., 2008).	148
6.24	Relação do cálculo de $\sigma'_{3\max}$ entre a equivalente Mohr-Coulomb e parâmetros Hoek-Brown para taludes pouco inclinados, $\beta < 45^\circ$ (Li et al., 2008).	148
B.1	Valor do factor K em função da geometria da cunha (Wyllie & Mah, 2004).	167
C.1	Ábaco 1 para uma rotura circular - Talude em condições completamente drenadas (Hoek & Bray, 1981).	169
C.2	Ábaco 2 para uma rotura circular - Superfície freática a $8H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).	170
C.3	Ábaco 3 para uma rotura circular - Superfície freática a $4H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).	171
C.4	Ábaco 4 para uma rotura circular - Superfície freática a $2H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).	172
C.5	Ábaco 5 para uma rotura circular - Talude completamente saturado sujeito a forte sobrecarga devido ao peso da água (Hoek & Bray, 1981).	173
D.1	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 0° (Hoek & Bray, 1981).	175
D.2	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 10° (Hoek & Bray, 1981).	176
D.3	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 20° (Hoek & Bray, 1981).	177
D.4	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 30° (Hoek & Bray, 1981).	178
D.5	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 40° (Hoek & Bray, 1981).	179
D.6	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 50° (Hoek & Bray, 1981).	180
D.7	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 60° (Hoek & Bray, 1981).	181
D.8	Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 70° (Hoek & Bray, 1981).	182

Índice de Tabelas

2.1	Estado de alteração do maciço rochoso (ISRM, 1981).	7
2.2	Estado de fracturação do maciço rochoso (ISRM, 1981).	7
2.3	Espessura das camadas (ISRM, 1981).	8
2.4	Resistência à compressão uniaxial da rocha (ISRM, 1981).	8
2.5	Ângulo de atrito das descontinuidades (ISRM, 1981).	8
2.6	Classificação do maciço rochoso segundo a percentagem de recuperação (Lima & Menezes, 2012).	9
2.7	Qualidade do maciço segundo o índice RQD, adaptado de Deere et al. (1967).	10
2.8	Ensaio laboratorial em maciços rochosos (Pinho, 2003).	11
2.9	Valores de a e b para vários tipos de rocha (Palchik & Hatzor, 2004).	17
2.10	Valores de a , b e c para arenitos proposto por Hawkins & McConnell (1992).	19
2.11	Valores típicos de porosidade e peso volúmico das rochas (Rocha, 1976).	20
2.12	Ensaio <i>in situ</i> em maciços rochosos (Pinho, 2003).	22
2.13	Coeficiente de permeabilidade k para alguns tipos de rocha (adaptado de Louis, 1969).	27
3.1	Classificação RMR (Bieniawski, 1989).	30
3.2	Pesos relativos à resistência à compressão simples (Bieniawski, 1989).	31
3.3	Pesos relativos ao RQD (Bieniawski, 1989).	31
3.4	Pesos relativos ao espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	31
3.5	Pesos referente à condição das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	32
3.6	Directrizes para a classificação das condições das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	32
3.7	Peso devido à influência da água (Bieniawski, 1989).	33
3.8	Efeito da orientação das descontinuidades (Bieniawski, 1989).	33
3.9	Estimativa dos parâmetros de resistência do maciço segundo a sua classe (Bieniawski, 1989).	36
3.10	Classificação do maciço rochoso baseado no índice Q (Barton et al., 1974).	37
3.11	Índice do conjunto de descontinuidades do maciço (Barton et al., 1974).	38

3.12	Índice de rugosidade das descontinuidades (Barton et al., 1974).	39
3.13	Condições hidrogeológicas (Barton et al., 1974).	39
3.14	Grau de alteração das descontinuidades (Barton et al., 1974).	40
3.15	Factor de redução de tensões, SRF (Barton et al., 1974).	41
3.16	Classes de maciço rochoso (adaptado de Pinto Cunha, 1991).	41
3.17	Pesos dos parâmetros da classificação MR (adaptado de Pinto Cunha, 1991).	42
3.18	Correlações entre classificações RMR e Q (Zhang, 2005).	49
4.1	Valores da constante m_i de acordo com Miranda (2003).	54
5.1	Mecanismos de rotura típicos do material rocha, adaptado de EM.1110-1-2908 (1994)	85
5.2	Valores dos factores-forma (adaptado de Wyllie, 1999).	88
5.3	Capacidade resistente última (q_u) para vários tipos de rocha (adaptado de Peck et al., 1974).	98
5.4	Capacidade resistente admissível com base no RMR (adaptado de Mehrotra, 1992).	98
5.5	Valor do parâmetro I_f num semi-espaco elástico (adaptado de Wyllie, 1999).	105
5.6	Valores do factor-forma I'_f para o cálculo do assentamento no centro de uma área carregada uniformemente numa camada elástica assente numa base rígida (adaptado de Winterkorn & Fang, 1975).	106
5.7	Factor correctivo do assentamento de distorção elástica a , no centro de uma carga circular uniforme numa camada elástica E_1 assente numa camada mais compressível elástica E_2 , de profundidade infinita; $\nu_1 = \nu_2 = 0.4$, adaptado de Wyllie (1999) em Winterkorn & Fang (1975).	107
5.8	Agrupamento de maciços brandos e fracturados (EC7, 2010).	112
5.9	Classificação e capacidade resistente nominal de cré com elevada porosidade (EC7, 1999).	112
6.1	Factores que influenciam a estabilidade dos taludes, adaptado de Vallejo et al. (2002).	120
6.2	Tipos de rotura em taludes rochosos. Curvas Mohr-Coulomb para o maciço e relação entre inclinação e altura do talude (adaptado de Singh & Goel, 2011).	125
6.3	Modelos do fluxo de água usados numa rotura circular (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).	143
6.4	Factores de ajustamento das descontinuidades F_1 , F_2 e F_3 (adaptado de Romana, 1993, Romana et al., 2003).	150
6.5	Valor do factor de ajustamento F_4 devido ao método de escavação do talude (adaptado de Romana, 1993, Romana et al., 2003).	150
6.6	Descrição das classes SMR (adaptado de Romana, 1993).	150
6.7	Medidas de suporte através do índice SMR (adaptado de Romana, 1993).	151

A.1	Directrizes para a estimativa do factor de perturbação D (Hoek et al., 2002)	164
A.2	Estimativa das constantes para maciços rochosos não perturbados (Hoek et al., 1995)	165

Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

Abreviaturas

EC7 Eurocodigo 7

Siglas

ASTM *American Society for Testing and Materials*

CGS *Canadian Geotechnical Society*

DMR *Dam Mass Rating*

FS Factor de Segurança

FS_C Factor de Segurança de uma rotura em cunha

FS_P Factor de Segurança de uma rotura planar

GEO estados limites por rotura do terreno

GSI *Geological Strength Index*

ISRM *International Society of Rock Mechanics*

MR Classificação Manuel Rocha

N *Rock Mass Number*

Q *Quality System*

RCR *Rock Condition Rating*

RMR *Rock Mass Rating*

RQD *Rock Quality Designation*

SCR *Surface Conditions Rating*

SMR *Slope Mass Rating*

SR *Structural Rating*

SRF *Stress Reduction Factor*

STR estados limites por rotura estrutural

Símbolos

a e s constantes dependentes das características do maciço rochoso no critério Hoek-Brown

A perímetro do plano de deslizamento

B largura da fundação

B' largura efectiva da fundação

b_c posição crítica da fenda de tracção em taludes

c coesão

C_{f1} e C_{f2} factores-forma da fundação

D altura de rocha acima da fundação

diâmetro da amostra

dimensão característica da área carregada

parâmetro de perturbação do maciço devido à escavação

D_e diâmetro equivalente da amostra

e excentricidade da carga na fundação

E módulo de deformabilidade

E_{din} módulo de deformabilidade dinâmico

E_m módulo de deformabilidade do maciço rochoso

E_r módulo de deformabilidade do material rochoso intacto

E_s módulo de deformabilidade estático

F grau de fracturação do maciço rochoso

F_1 , F_2 e F_3 factores de ajuste devido à orientação das descontinuidades

F_4 factor de ajuste devido ao método de escavação

g abertura das descontinuidades

aceleração da gravidade

G_0 módulo de distorção inicial

G_r módulo de distorção do material rochoso intacto

- h altura da fatia na superfície de deslizamento
comprimento enterrado da fundação
- H altura do talude
espessura da camada de rocha
- $I_{a(s)}$ índice de anisotropia da rocha no ensaio de carga pontual
- $I_{s(50)}$ índice de carga pontual equivalente
- I_f factor dependente da geometria da fundação e do ponto para o qual é calculado o assentamento
- I'_f factor-forma que dependem da geometria da fundação para maciços estratificados
- I_s índice de carga pontual
- I_z factor de influência
- J factor correctivo dependente da espessura da fundação
- J_a índice de alteração
- J_n índice do número de famílias
- J_r índice de rugosidade
- J_v índice volumétrico
- J_w índice do fluxo de água
- k coeficiente de permeabilidade
- K módulo de compressibilidade volumétrica
- k_{PLT} factor correctivo do ensaio de carga pontual
- K_{sp} factor empírico
- K_0 coeficiente de impulso em repouso
- K_n rigidez normal do maciço rochoso
- K_s rigidez de corte do maciço rochoso
- L comprimento da fundação
classe referente à espessura das camadas
- L' comprimento efectivo da fundação
- L_n distância entre a base e o ponto de aplicação da força P_{n-1}
- m_b valor reduzido do parâmetro m_i

- m_i constante que define as propriedades da rocha intacta
- M_n distância entre a base e o ponto de aplicação da força P_n
- n número de blocos
- porosidade
- N_{ϕ_1} e N_{ϕ_2} factores correctivos devido a ϕ_1 e ϕ_2
- N_{cq} e $N_{\gamma q}$ factores correctivos
- N_0 número de estabilidade
- N_c , N_γ e N_q factores correctivos
- N_{cr} factor de capacidade de suporte
- P factor profundidade
- p pressão de água instalada na superfície de deslizamento
- p' tensão média em termos de tensões efectivas
- $P_{n-1,s}$ força necessária para evitar o deslizamento do bloco n
- $P_{n-1,t}$ força necessária para evitar o desmoronamento do bloco n
- P_{n-1} componente normal à face do bloco n , devido à força de interacção entre o bloco n e $n - 1$
- P_n componente normal à face do bloco n , devido à força de interacção entre o bloco n e $n + 1$
- q carga distribuída
- tensão de desvio
- Q carga estrutural
- $q_{(\max)}$ tensão máxima exercida pela fundação ao terreno
- $q_{(\min)}$ tensão mínima exercida pela fundação ao terreno
- Q_{n-1} componente tangencial à face do bloco n , devido à força de interacção entre o bloco n e $n - 1$
- q_a capacidade de carga admissível
- Q_n componente tangencial à face do bloco n , devido à força de interacção entre o bloco n e $n + 1$
- q_s sobrecarga devido ao peso de terras ou estruturas vizinhas acima da fundação
- q_u capacidade de carga última

- R_n reacção normal actuante na base do bloco n
- S_n reacção tangencial actuante na base do bloco n
- S_r grau de saturação do material rocha
- U força de impulso da água no fundo da fundação ou na superfície de deslizamento
- u pressão intersticial
- V força de impulso na fenda de tracção
- V_p velocidade de propagação das ondas de compressão
- V_s velocidade de propagação das ondas de corte
- W grau de alteração do maciço rochoso
- peso da amostra de rocha
- w teor em água
- W_n peso do bloco n
- y_n altura do bloco n
- z profundidade
- profundidade da fenda de tracção em taludes
- z_c profundidade da fenda de tracção crítica em taludes
- z_w altura de água na fenda de tracção em taludes
- β factor regido pelas propriedades do maciço
- rotação relativa máxima do edifício
- δ deslocamento
- δ_v deslocamento vertical (assentamento)
- Δ_x largura do bloco n
- γ peso volúmico
- γ_d peso volúmico aparente seco
- γ_s peso volúmico seco
- γ_w peso volúmico da água
- λ espaçamento médio das descontinuidades por metro
- ν coeficiente de Poisson

ν_r coeficiente de Poisson do material rochoso intacto

ϕ ângulo de resistência ao corte

ϕ_j ângulo de resistência ao corte da descontinuidade

ϕ_r ângulo de resistência ao corte residual

ψ ângulo de inclinação das descontinuidades

ψ_b inclinação da superfície de deslizamento da fatia

ψ_f e β ângulo de inclinação do talude

ψ_p superfície de deslizamento

ρ densidade do material rocha

σ_θ tensão axial

$\sigma'_{3\max}$ tensão de confinamento efectiva máxima

σ'_1 tensão efectiva principal máxima ou tensão efectiva axial

σ_1 tensão principal máxima ou tensão axial

σ'_3 tensão efectiva principal mínima ou tensão efectiva de confinamento

σ_3 tensão principal mínima ou tensão de confinamento

σ_{ci} resistência à compressão da rocha intacta

σ_{cm} resistência à compressão do maciço rochoso

σ'_h tensão efectiva horizontal

σ'_n tensão normal efectiva

σ_r tensão radial

σ_t resistência à tracção

σ'_v tensão efectiva vertical

τ resistência ao corte

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento do tema

Ao longo dos anos, a construção em maciços rochosos sempre foi sinónimo de segurança. Tendo como base a grande capacidade resistente da massa rochosa, a análise de estabilidade nestas condições era colocada em segundo plano. No entanto, a evolução da Engenharia Civil levou à necessidade de exceder limites devido ao aumento em dimensão das estruturas a construir, ultrapassando, assim, as características mecânicas do maciço rochoso. Consequentemente, conduziu a um maior número de colapsos de estruturas, tornando-se imperativo reavaliar a abordagem ao problema, antecipando, desta forma, uma possível rotura.

Na análise de estabilidade de obras em talude e/ou fundações, num projecto geotécnico corrente, devido ao pouco conhecimento sobre o comportamento do maciço rochoso, este é, muitas vezes, assumido como um meio particulado, contínuo e homogêneo. Assim sendo, os mecanismos de colapso estudados na mecânica dos solos podem, eventualmente, ser adequados para maciços rochosos muito alterados e decompostos. No entanto, esta análise não pode ser generalizada a todos os maciços rochosos, pois o comportamento mecânico pode ser condicionado por descontinuidades presentes na massa rochosa. De maneira que a não compreensão desses mecanismos pode traduzir um mau dimensionamento, acarretando custos elevados à obra, devido ao sobredimensionamento desta, ou, em caso contrário, levar ao colapso da estrutura.

1.2 Objectivos

O objectivo essencial desta dissertação é o sistematizar metodologias na análise de estabilidade de taludes e fundações em maciços rochosos, na óptica do utilizador. Ou seja, tendo em conta todos os recursos disponíveis, possibilitar ao projectista a caracterização do comportamento mecânico do maciço rochoso e a verificação da segurança da estrutura, tendo em conta os procedimentos associados.

Devido ao baixo orçamento das obras correntes, nem sempre é possível ao projectista avaliar o terreno através de todos os meios conhecidos na Geotecnia. Nesta dissertação, pretende-se, também, que, na caracterização do comportamento do terreno, a verificação da segurança das obras em causa seja efectuada, mesmo quando os recursos disponibilizados ao projectista são mínimos, como frequentemente acontece.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação foi organizada em 7 capítulos. Tendo em conta o objectivo final desta, apresentar-se-á uma breve descrição de cada um.

Capítulo 1

Nesta fase inicial da dissertação, pretende-se realçar a importância de uma correcta análise de estabilidade para obras de taludes e fundações em maciços rochosos, atendendo aos meios que o projectista dispõe numa obra corrente. Neste ponto, ter-se-á em atenção a segurança da estrutura e dos seus utilizadores como também o factor económico para a construção da mesma.

Capítulo 2

Passando para o segundo capítulo, realçar-se-á a importância de uma boa caracterização do maciço. Numa primeira fase do projecto geotécnico, o maciço rochoso é classificado a nível geológico através de técnicas descritas pelo ISRM. Numa segunda fase, é necessário planear a prospecção geotécnica de forma a caracterizar o maciço o mais próximo possível do real. Conhecer as propriedades mecânicas do maciço rochoso é um ponto preponderante no projecto, pois permite ficar a conhecer parâmetros relativos ao maciço rochoso necessários para avaliar a estabilidade das estruturas nele contidas.

Capítulo 3

No terceiro capítulo, serão abordados métodos expeditos de forma a classificar o maciço rochoso quanto à sua qualidade. Neste âmbito, referem-se essencialmente as classificações geomecânicas, nomeadamente aquelas desenvolvidas por Bieniawski (1989), Barton et al. (1974), Hoek et al. (1995) e Rocha (1976). Estas classificações têm grande importância na mecânica das rochas, pois, além da obtenção de um índice de qualidade em relação ao maciço, permite a determinação de parâmetros geomecânicos, por correlação, de modo que seja possível a sua aplicação em projecto de obras de engenharia. Devido à experiência de alguns utilizadores numa ou noutra classificação, apresentar-se-á também inter-relações entre as classificações, pois a caracterização do maciço quanto ao seu comportamento pode ser efectuada com uma ou outra classificação, como se compreenderá no capítulo seguinte.

Capítulo 4

No que respeita ao quarto capítulo, tentar-se-á descortinar o comportamento do maciço rochoso relativamente aos parâmetros característicos. Na análise de estabilidade de fundações e taludes, interessa conhecer parâmetros de resistência e deformabilidade, de modo que os estados limites sejam verificados. Neste capítulo, utilizar-se-á as mais recentes actualizações, presentes na bibliografia, para descortinar tais parâmetros do maciço rochoso (Douglas, 2002, Hoek, 1983, Hoek et al., 2002). Apresentar-se-á também métodos para determinar os parâmetros característicos, nomeadamente resistência à compressão e módulo de deformabilidade do maciço rochoso, através da aplicação das classificações geomecânicas.

Capítulo 5

O quinto capítulo refere-se à estabilidade de fundações em maciços rochosos. Inicialmente, compreender-se-á a forma como as cargas estruturais se transferem para o terreno e perceber-se-á a influência das condições hidrogeológicas nas fundações. Posteriormente, após a avaliação do comportamento do maciço, apresentar-se-ão métodos analíticos e empíricos de forma a verificar os estados limites últimos e de utilização, perante os mecanismos de rotura possíveis, de uma obra corrente. Neste ponto, dar-se-á destaque à metodologia proposta pelo EC7 (2010) de forma a determinar a capacidade resistente do maciço rochoso.

Capítulo 6

O tema principal do sexto capítulo é a estabilidade de taludes em maciços rochosos. Numa primeira fase, compreender-se-á alguns factores que possam afectar a estabilidade de taludes, nomeadamente as condições hidrogeológicas, estratigrafia, estrutura geológica e propriedades geomecânicas, entre outras. Posteriormente, proceder-se-á à análise de estabilidade propriamente dita, entendendo os mecanismos de colapso e as condições geológicas para a ocorrência destas. Finalmente, apresentar-se-á sistemas propostos na bibliografia para avaliação da estabilidade através de sistemas analíticos e empíricos.

Capítulo 7

Finalmente, no sétimo e último capítulo, descrever-se-á em poucas palavras o trabalho efectuado nesta dissertação em jeito de conclusão. Falar-se-á também de possíveis projectos ou estudos futuros de forma a validar os métodos apresentados neste documento.

Capítulo 2

Caracterização de maciços rochosos

2.1 Introdução

Antes de iniciar a realização de uma obra de engenharia, é efectuado um projecto de estudo preliminar. No caso da engenharia geotécnica, esse estudo passa por uma fase de caracterização do terreno de implantação dessa obra. Essa fase de caracterização, como o próprio nome indica, passa por encontrar as características mecânicas do terreno para que seja possível compreender o seu comportamento quando sujeito aos mais variados tipos de obra.

Vallejo et al. (2002), resumiu em cinco etapas o modo de caracterização do maciço:

1. descrição das características gerais da superfície;
2. divisão em zonas e descrição geral de cada zona;
3. descrição detalhada de cada zona:
 - matriz rochosa;
 - descontinuidades;
4. descrição dos parâmetros do maciço rochoso;
5. caracterização global do maciço rochoso;

Quando se trata de obras do tipo de fundações e taludes, num terreno considerado pelo primeiro estudo geológico como um maciço rochoso, é comum proceder-se a uma caracterização tendo por base métodos expeditos de observação. Com isto, torna-se possível a classificação do maciço quanto à sua qualidade para fins de engenharia. A caracterização do maciço passa, igualmente, por descortinar de certos parâmetros intrínsecos ao maciço rochoso através de ensaios laboratoriais e *in situ*.

Neste ponto da dissertação, apresentam-se métodos propostos pela ISRM para a caracterização dos maciços rochosos, assim como ensaios laboratoriais e *in situ*,

disponíveis ao Engenheiro Civil para a realização de uma obra corrente de talude ou fundação.

2.2 Descrição Geotécnica Básica

Este tipo de classificação foi proposta pela ISRM em 1981, com o objectivo classificar a qualidade do maciço rochoso para fins de engenharia, com base em métodos expedidos de observação, homogeneizando assim os critérios de avaliação e facilitando a comunicação entre quem com eles trabalha, contendo informação suficientemente vasta que torne possível a resolução de problemas práticos.

A utilização deste sistema de classificação tem em conta os seguintes aspectos:

1. caracterização geológica: estado de alteração (W)
2. duas características estruturais dos maciços rochosos: espessura de camadas (L) e espaçamento entre fracturas (F)
3. duas características mecânicas: resistência à compressão simples do material rocha (σ_{ci}) e o ângulo de atrito das descontinuidades (ϕ)

Estas cinco classificações, em conjunto, são suficientes para descrever, sucintamente, a qualidade do maciço rochoso na maior parte dos problemas que interessam a Engenharia Civil (Costa, 2006).

2.2.1 Classificação quanto ao estado de alteração

O estado de alteração do maciço é frequentemente avaliado através da maior ou menor facilidade com que este se parte, utilizando um martelo de mão, e da sua coloração e brilho, como consequência da alteração de certos minerais. Em regra, define-se cinco estados de alteração do maciço rochoso como apresentado na Tabela 2.1. Por questões de simplificação, algumas vezes, apresenta-se esta classificação com apenas três estados de alteração.

2.2.2 Classificação quanto ao estado de fracturação

O estado de fracturação do maciço é caracterizado pelo espaçamento entre diaclases. A classificação está separada em cinco classes de fracturação, correspondendo às designações de muito pouco fracturado, caracterizado pelas diaclases muito afastadas, a fragmentado, caracterizado pelo afastamento entre diaclases muito próximas, podendo simplificar-se a apenas três classes. Na Tabela 2.2 encontra-se indicado a classificação elaborada pelo ISRM quanto ao estado de fracturação:

Tabela 2.1: Estado de alteração do maciço rochoso (ISRM, 1981).

Símbolos	Designações	Características
W_1	São	A rocha não apresenta quaisquer sinais de alteração
W_2	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nos planos e bordos das discontinuidades
W_3	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço (mudança de cor) mas a rocha não é friável
W_4	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W_5	Decomposto	O maciço apresenta-se completamente friável (comportamento de solo)

Numa versão simplificada poder-se-á ter: W_{1-2} - são a pouco alterado, W_3 - medianamente alterado, W_{4-5} - muito alterado a decomposto

Tabela 2.2: Estado de fracturação do maciço rochoso (ISRM, 1981).

Símbolos	Intervalos de afastamento (cm)	Afastamento das fracturas	Estado de fracturação do maciço
F_1	> 200	Muito afastadas	Muito pouco fracturado
F_2	60 a 200	Afastadas	Pouco fracturado
F_3	20 a 60	Medianamente afastadas	Medianamente fracturado
F_4	6 a 20	Próximas	Muito fracturado
F_5	< 6	Muito Próximas	Fragmentado

Numa versão simplificada poder-se-á ter: F_{1-2} - Muito pouco fracturado a pouco fracturado, F_3 - medianamente fracturado, F_{4-5} - muito fracturado a fragmentado

2.2.3 Classificação quanto à espessura de camadas

Para a espessura das camadas, são adoptados valores idênticos ao estado de fracturação para descrever os limites das várias classes (Tabela 2.3).

2.2.4 Classificação quanto à resistência

Nas Tabelas 2.4 e 2.5 estão indicados as classes referentes às características mecânicas: resistência à compressão uniaxial da rocha (σ_{ci}) e ângulo de resistência ao corte das discontinuidades (ϕ).

Tabela 2.3: Espessura das camadas (ISRM, 1981).

Símbolos	Intervalos de espessura (cm)	Espessura das camadas
L ₁	> 200	Muito espessas
L ₂	60 a 200	Espessas
L ₃	20 a 60	Medianamente espessas
L ₄	6 a 20	Delgadas
L ₅	< 6	Muito delgadas

Numa versão simplificada poder-se-á ter: L₁₋₂ - Muito espessas a espessas, L₃ - medianamente espessas, L₄₋₅ - delgadas a muito delgadas

Tabela 2.4: Resistência à compressão uniaxial da rocha (ISRM, 1981).

Símbolos	Intervalos de resistência (MPa)	Resistência
S ₁	> 200	Muito elevada
S ₂	60 a 200	Elevada
S ₃	20 a 60	Média
S ₄	6 a 20	Baixa
S ₅	< 6	Muito baixa

Numa versão simplificada poder-se-á ter: S₁₋₂ - Muito elevada a elevada, S₃ - média, S₄₋₅ - baixa a muito baixa

Tabela 2.5: Ângulo de atrito das discontinuidades (ISRM, 1981).

Símbolos	Intervalos de ângulo de atrito (°)	Ângulo de atrito
A ₁	> 45°	Muito elevado
A ₂	40° a 45°	Elevado
A ₃	35° a 40°	Médio
A ₄	30° a 35°	Baixo
A ₅	< 30°	Muito baixo

Numa versão simplificada poder-se-á ter: A₁₋₂ - Muito elevado a elevado, A₃ - médio, A₄₋₅ - baixo a muito baixo

2.2.5 Classificação quanto à percentagem de recuperação

A percentagem de recuperação também permite obter informação sobre o estado de alteração do maciço rochoso. Quando são realizadas sondagens com recuperação contínua da amostra, o quociente entre a soma dos comprimentos dos tarolos obtidos e o comprimento do trecho furado nessa manobra multiplicado por 100 dá-nos a percentagem de recuperação.

Contudo, não é possível estabelecer uma classificação formal das características do maciço rochoso com base na percentagem de recuperação. O valor deste índice é influenciado por factores como a forma, o equipamento de perfuração que é utilizado e a qualidade desse equipamento. No entanto, é comum utilizar-se a correlação apresentada na Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Classificação do maciço rochoso segundo a percentagem de recuperação (Lima & Menezes, 2012).

Intervalo	Classificação	Descrição
%REC > 80%	W ₁₋₂	Maciços pouco alterados, de boa qualidade
80% > %REC > 50%	W ₃	Maciços medianamente alterados
%REC < 50%	W ₄₋₅	Maciços muito alterados, de má qualidade

2.2.6 Classificação quanto ao índice RQD

O índice RQD, introduzida por Deere et al. (1967), permite quantificar o grau das descontinuidades, traduzindo desta forma a qualidade do maciço através de um método de avaliação simples. O índice RQD é uma modificação da percentagem de recuperação do material, através da avaliação dos testemunhos das sondagens realizadas com recuperação contínua da amostra. As amostras não recuperadas, fragmentos, blocos muito pequenos de rocha e rocha muito alterada não são englobados na equação. O índice é definido pelo quociente entre o somatório dos troços da amostragem com comprimento superior a 100 mm e o comprimento total. O índice RQD é assim traduzido pela equação 2.1.

$$RQD = \frac{\sum l_i (> 10cm)}{L} \times 100 \quad (2.1)$$

onde:

L - comprimento total furado numa manobra;

l_i - troços de amostragem superiores a 10 cm.

Os procedimentos deste ensaio são indicados pela ISRM. As designações propostas por Deere et al. (1967) para determinar a qualidade no maciço segundo o índice RQD apresenta-se na Tabela 2.7.

Quando a recolha de amostras não é praticável, mas é possível a identificação dos traços das descontinuidades na superfície do maciço, por observação directa, Palmström (1982) e Priest & Hudson (1976) propuseram duas relações distintas para a avaliação do índice RQD (Brady & Brown, 2005, Bieniawski, 1989).

Segundo Palmström (1982), o índice RQD pode ser estimado através do número de descontinuidades por unidade de volume, sugerindo a relação proposta pela equação 2.2.

Tabela 2.7: Qualidade do maciço segundo o índice RQD, adaptado de Deere et al. (1967).

RQD (%)	Qualidade do maciço
90 - 100	Excelente
75 - 90	Bom
50 - 75	Razoável
25 - 50	Fraco
0 - 25	Muito fraco

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2.2)$$

onde J_v corresponde ao índice volumétrico, que é definido pelo somatório do número de descontinuidades de cada família, por unidade de comprimento medido na normal a cada uma das famílias que ocorrem no maciço (ver Figura 2.1).

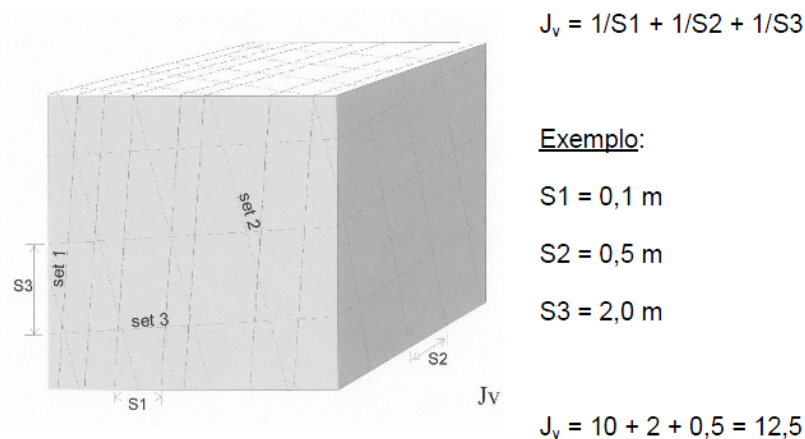


Figura 2.1: Exemplo de cálculo do índice volumétrico J_v (Lima & Menezes, 2012).

Com base em casos experimentais, Priest & Hudson (1976) realizaram uma relação entre os valores de RQD e a frequência média das descontinuidades por metro, λ , apresentado na Figura 2.2, na qual é possível tirar a relação:

$$RQD = 100 e^{-0,1\lambda} (0,1\lambda + 1) \quad (2.3)$$

Note-se, segundo a Figura 2.2, que, para valores de λ compreendidos entre o intervalo de 6 a 16 descontinuidades por metro, os valores de RQD podem ser aproximados através de uma relação linear expresso pela equação 2.4:

$$RQD = -3,68\lambda + 110,4 \quad (2.4)$$

A aplicação deste índice combinado com outros sistemas ganha maior importância quando utilizado como um dos parâmetros para a determinação a qualidade do maciço rochoso. Exemplo disso é da classificação proposta por Bieniawski (1989)

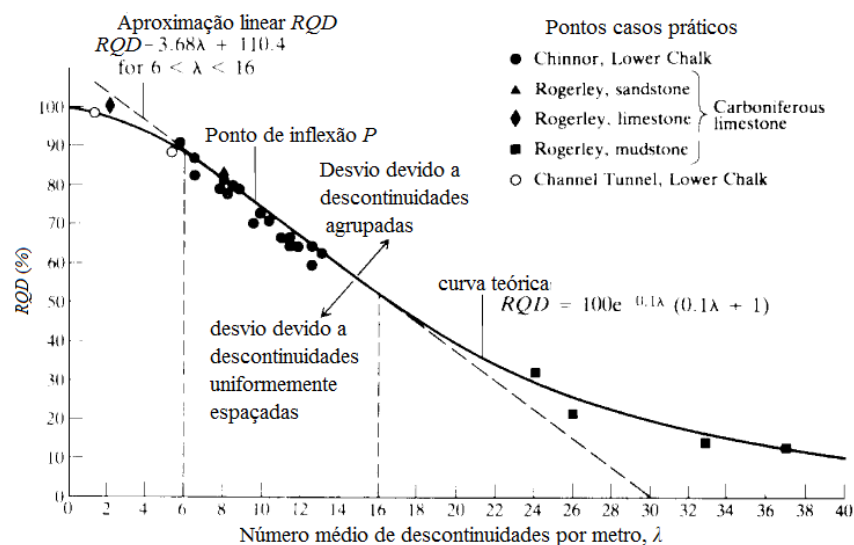


Figura 2.2: Relação entre RQD e a frequência média das descontinuidades (Priest & Hudson, 1976).

ou sistema RMR e a classificação proposta por Barton et al. (1974) ou sistema Q, que serão pormenorizadas posteriormente.

2.3 Caracterização laboratorial

2.3.1 Generalidades

Devido ao reduzido volume de rocha ensaiado, os parâmetros característicos a obter dos ensaios laboratoriais representam o material rocha e não do maciço rochoso. No entanto, o conhecimento deste é útil para ficar a conhecer o comportamento do maciço rochoso, como o se compreenderá posteriormente neste documento. Na Tabela 2.8, apresentam-se os principais ensaios laboratoriais realizáveis no material rocha.

Tabela 2.8: Ensaios laboratoriais em maciços rochosos (Pinho, 2003).

Ensaios laboratoriais em rochas	
Ensaios estáticos	Ensaios dinâmicos
<ul style="list-style-type: none"> - Compressão uniaxial, diametral e pontual - Corte directo e triaxial - Flexão, torção e tracção uniaxial - Deslizamento de diaclases 	<ul style="list-style-type: none"> - Método da ressonância - Método das pulsações ultrassónicas

Conhecer parâmetros característicos do maciço rochoso, nomeadamente de resistência à compressão uniaxial e deformabilidade, é de grande importância na avaliação da estabilidade de taludes e fundações. O principal objectivo destes ensaios resume-se na determinação desses parâmetros característicos da rocha intacta.

Dentro dos ensaios laboratoriais para a avaliação da resistência do material rochoso intacto é de destacar:

- Compressão uniaxial, triaxial e diametral;
- Compressão pontual (*Point Load*);
- Tração uniaxial;
- Ensaio de corte;
- Ensaio de flexão;

Refere-se ainda, a título de exemplo, ensaios especiais de compressão diametral de forma a determinar as constantes elásticas dos corpos anisotrópicos.

A determinação de parâmetros de deformabilidade através de ensaios laboratoriais, não é aconselhada devido ao reduzido volume ensaiado, não sendo este representativo do maciço rochoso. Como tal, é aconselhado estimar o módulo de deformabilidade do maciço através de sistemas empíricos relacionáveis com métodos de observação expeditos, como as classificações geomecânicas, assunto que será abordado no Capítulo 3.

Apesar da variabilidade de ensaios para descortinar parâmetros característicos, alguns, requerem equipamento mais sofisticado e mais tempo para a preparação e realização do ensaio. Não obstante a fiabilidade destes, nem sempre são praticáveis a nível económico. Com isto, refere-se apenas aqueles considerados possíveis/adequados num projecto geotécnico corrente.

Descreve-se de seguida a aplicação e finalidade de alguns destes ensaios, não nos preocupando com o método de realização, pois este ponto encontra-se fora do âmbito do trabalho.

2.3.2 Ensaio de compressão uniaxial

A resistência à compressão da rocha intacta é um ponto preponderante para avaliar a resistência mecânica do maciço rochoso (Ver secção 4.4). Esse valor de resistência à compressão da rocha intacta pode ser obtido facilmente através de ensaios de compressão uniaxial. No entanto, a preparação do provete para a realização do ensaio requer uma acção cuidadosa.

O ensaio de compressão uniaxial consiste em levar à rotura de um provete de rocha recolhido das sondagens por aumento de carga axial, segundo as normas descritas pela ASTM. Deste ensaio é possível obter dois parâmetros

característicos do material rocha: a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta aquando da rotura do provete e o módulo de deformabilidade da rocha intacta definido através do traçado do diagrama tensão-deformação. Contudo, pelas razões descritas anteriormente, a análise deste último será ignorada. O diagrama tensão-deformação é conseguido medindo a deformação do provete a cada instante. Mostra-se pela Figura 2.3 um exemplo da curva tensão-deformação típica, possível de obter através do ensaio, assim como a obtenção do valor da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

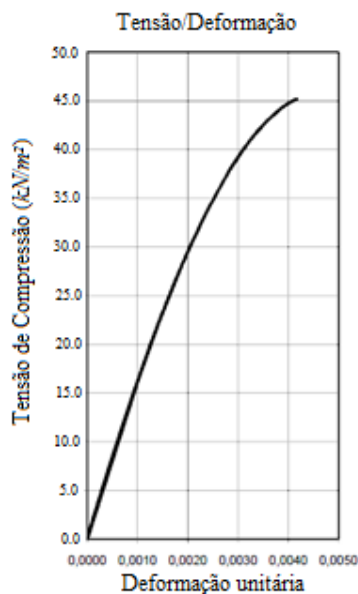


Figura 2.3: Curva típica de tensão-deformação obtida através do ensaio de compressão simples.

Através da análise da curva tensão-deformação da Figura 2.3 é possível constatar que a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta é $\sigma_{ci} = 4.5 \text{ kN/cm}^2 = 45 \text{ MPa}$.

2.3.3 Ensaio de carga pontual

O ensaio de carga pontual, que pode também ser realizado no campo devido a sua fácil execução, tem como princípio a aplicação de uma força pontual crescente através de duas ponteiros cónicas que provocam a rotura do provete. Com este ensaio é possível obter a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta por correlação com o índice de carga pontual, obtido na realização do ensaio. É possível afirmar que a média da resistência à compressão uniaxial da rocha é 20 a 25 vezes a resistência à carga pontual. Este índice é ainda aproximadamente 0.80 vezes a resistência à tracção uniaxial (ISRM, 1985). No entanto, alguns ensaios, especialmente aqueles efectuados em rochas anisotrópicas, mostraram que este valor pode variar entre 15 e 50. Consequentemente, torna-se necessário

a realização de alguns ensaios de compressão uniaxial simples de forma a calibrar os ensaios de carga pontual perante a rocha a estudar.

Uma vantagem deste em relação ao ensaio de compressão simples, é a sua execução em amostras não preparadas. Acontece também que as amostras recolhidas para a realização do ensaio à compressão simples partem, podendo no entanto ser utilizadas para ensaios de carga pontual. Contudo, os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial são mais fiáveis, pois não é efectuada nenhuma correlação para determinar a resistência à compressão uniaxial (Wyllie, 1999).

O índice de carga pontual é dado pela expressão:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (2.5)$$

onde P é a carga que leva o provete à rotura e D_e é o diâmetro equivalente da amostra dado por:

$$D_e = D^2 \quad \text{ou} \quad D_2 = \sqrt{\frac{4}{\pi} W D} \quad (2.6)$$

em que na primeira expressão D corresponde ao diâmetro da amostra cilíndrica e a segunda expressão W e D correspondem às dimensões transversais, para amostras não cilíndricas.

O índice de carga pontual, como padrão, é definido para provetes cilíndricos de rocha com diâmetros D igual a 50 mm. Caso o diâmetro do provete seja diferente de 50 mm, os resultados podem ser estandardizados aplicando um factor correctivo k_{PLT} dado por:

$$k_{PLT} = (D_e/50)^{0.45} \quad (mm) \quad (2.7)$$

Em que o índice de carga pontual equivalente para uma amostra de 50 mm pode ser obtido através de:

$$I_{s(50)} = I_s \times k_{PLT} \quad (2.8)$$

A realização deste ensaio permite determinar o índice de anisotropia da rocha, $I_{a(s)}$, que é nada mais que o quociente entre as resistência à carga pontual segundo as direcções que registam os maiores e menos valores de resistência. Este ponto tem em atenção a orientação das descontinuidades estruturais.

Não obstante a fiabilidade deste ensaio, especialmente em rochas isotrópicas, este ensaio assim como o de compressão simples, não são realizáveis a rochas muito brandas devido à grande dificuldade de obtenção de amostras não perturbadas, como também de amostras intactas. Para além disso, devido à necessidade de sucesso dos ensaios, relevante no factor económico, faz com que os tarolos ensaiados sejam os de melhor qualidade o que pode não representar a qualidade do maciço rochoso.

2.3.4 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial tem como principal objectivo a obtenção de parâmetros de resistência e deformabilidade necessários para avaliar o comportamento mecânico do maciço rochoso em situações de confinamento lateral. Este ensaio pode ser realizado em rochas brandas seguindo o método sugerido pela ISRM (Pinho, 2003).

Este tipo de ensaio, embora de custo elevado, pode ser de muita utilidade no que respeita a avaliar o estado de tensão do maciço para obras tipo taludes e fundações, fazendo variar a tensão no provete simulando, assim, o comportamento *in situ*. Como é possível constatar pela Figura 2.4 (b), o caso A corresponde a um aumento de tensões, como acontece no caso de uma fundação superficial e o caso B, correspondente a um alívio de tensões provocado por uma escavação no maciço, o que acontece num talude.

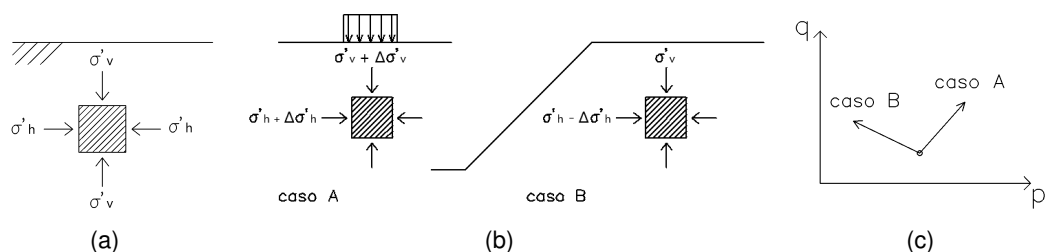


Figura 2.4: Influência de taludes e fundação no estudo do estado de tensão em rochas de baixa resistência (Pinho, 2003): (a) estado de tensão inicial; (b) modificação de tensões; (c) trajectória das tensões efectivas.

De uma forma sucinta, a Figura 2.4 (a) representa o estado de tensão inicial do maciço. A variação de tensões devido ao aumento ou alívio das tensões é apresentada pela Figura 2.4 (b). A trajectória de tensões efectivas para ambos os casos é apresentada pela Figura 2.4 (c), onde q é a tensão de desvio e p' é a tensão média efectiva. Como é possível verificar no caso A, tanto a tensão vertical como a horizontal aumentam, σ'_v e σ'_h respectivamente, no caso B é a tensão lateral que diminui, σ'_h .

Infelizmente, uma metodologia a seguir no ensaio triaxial de forma a descortinar o estado de tensão do maciço rochoso, em especial em maciços rochosos de fraca qualidade, ainda não foi estabelecida devido à falta de conhecimento das propriedades destes. Como tal, atendendo à pouca evolução no domínio da mecânica das rochas neste sentido e ao seu elevado custo, não será dada importância a este ensaio.

2.3.5 Ensaio de corte directo

Quanto ao ensaio de corte directo permite obter parâmetros de resistência ao corte, τ , coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ , residual e de pico, onde o manuseamento do equipamento é simples. Contudo, o ensaio de corte directo em rochas é

realizado quando o comportamento do maciço rochoso é controlado por um ou dois conjuntos de descontinuidades críticas, na qual a rotura pode dar-se por deslizamento através dessa mesma descontinuidade (Wyllie, 1999).

2.3.6 Ensaios índice

Por diversas ocasiões em obra, a elevada dificuldade para obter amostras adequadas para a realização de outros ensaios, nomeadamente em rochas brandas, conduz à necessidade de se recorrer a ensaios simples e expeditos, pouco sofisticados e de baixo custo para que seja possível identificar o material rocha. Este tipo de ensaios permite determinar propriedades índice da rocha, para além de traduzir razoavelmente o comportamento do material rochoso intacto em termos de durabilidade. Os ensaios índice permitem, também, estabelecer correlações, de forma indirecta, com as propriedades mecânicas da rocha intacta, nomeadamente resistência e deformabilidade (Pinho, 2003).

É de referir que a expressão “rochas brandas” define o material com características mecânicas deficientes, designadamente, de alta deformabilidade e baixa capacidade resistente, que se encontra na fronteira entre solos e rochas.

A maioria dos ensaios-índice com aplicabilidade às rochas brandas são realizados de acordo com os métodos sugeridos pela ISRM. O tipo de ensaio-índice a ser utilizado deve depender do tipo de rocha a ser analisada e do problema geotécnico em questão. Apresentam-se alguns dos ensaios-índice mais indicados para a caracterização das rochas brandas (Pinho, 2003):

- porosidade;
- teor em água
- peso Volúmico
- desgaste em meio húmido - *Slake Durability test*

Em seguida descreve-se resumidamente cada tipo de ensaio, como também algumas correlações, de forma a averiguar os parâmetros característicos. Os procedimentos laboratoriais para os ensaios aqui referidos podem ser encontrados em ISRM (1979b).

Porosidade

A porosidade é a propriedade-índice que mais afecta as características resistentes e mecânicas da rocha, sendo esta inversamente proporcional à resistência e à densidade e directamente proporcional à deformabilidade, já que a existência de vazios pode dar lugar a zonas de fraqueza. A porosidade pode variar entre 0 e 100%, sendo comum apresentar valores entre 15 e 30%. Traduz-se pela expressão 2.9 o valor da porosidade, n , sendo esta a relação entre o volume ocupado pelos vazios da rocha (V_v) e o volume total (V_t).

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.9)$$

Devido à grande influência da porosidade da rocha na sua resistência mecânica, torna-se natural que uma relação entre ambos tenha surgido ao longo dos anos, de forma a descortinar a resistência à compressão das rochas, em especial aquelas que maior dificuldade apresentam para recolha de amostras intactas. É possível encontrar algumas correlações entre a porosidade, e a resistência à compressão da rocha intacta na bibliografia, nomeadamente em Zhang (2005). Palchik & Hatzor (2004) definiram uma relação exponencial entre a porosidade e a resistência à compressão da rocha intacta que pode ser traduzida pela expressão:

$$\sigma_{ci} = ae^{-bn} \quad (2.10)$$

onde a e b são constantes que dependem das propriedades da rochas e podem ser obtidos pela Tabela 2.9 para diversos tipos de rochas:

Tabela 2.9: Valores de a e b para vários tipos de rocha (Palchik & Hatzor, 2004).

a	b	r^2	Tipo de rocha	Referência
74.4	0.048	0.79	Arenito	Palchik (1999)
210.1	0.821	0.67	Argilitos, xistos argilosos, siltitos e xistos siltosos	Lashkaripour (2002)
273.1	0.076	0.87	Cré	Palchik e Hatzor (2004)
195	0.21	0.79	Arenito, calcário, basalto e granito	Tugrul (2004)

Nota: Para os valores de a e b listados na tabela, a resistência à compressão uniaxial σ_{ci} vem em MPa e a porosidade n em %. r^2 é o coeficiente de determinação.

Demonstra-se também pela Figura 2.5 um modelo de variação da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta com a porosidade, para vários tipos de rochas apresentado por Adachi & Yoshida (2002), podendo esta ser uma via para determinação da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta.

Teor em água

O teor em água no material rocha é um índice de muita utilidade no estudo do comportamento geotécnico de rochas brandas. Esta grandeza afecta significativamente a resistência à compressão da rocha, isto porque a presença de água no interior do maciço leva a uma redução de tensões efectivas e consequente diminuição de resistência do maciço rochoso (Romana & Vásárhelyi, 2007). É recomendado que, de forma a classificar o maciço rochoso a nível de resistência a rocha intacta, seja efectuado o ensaio a seco; no entanto, as pressões intersticiais instaladas e a sensibilidade do maciço perante a presença de água devem ser contabilizadas aquando efectuado o projecto de estabilidade (Vásárhelyi & Ván, 2006).

O teor em água (w), é quantificado pela razão entre o peso da água presente numa determinada amostra e o seu peso seco, dado em percentagem (%):

$$w = \frac{W_W}{W_S} \times (100) \quad (2.11)$$

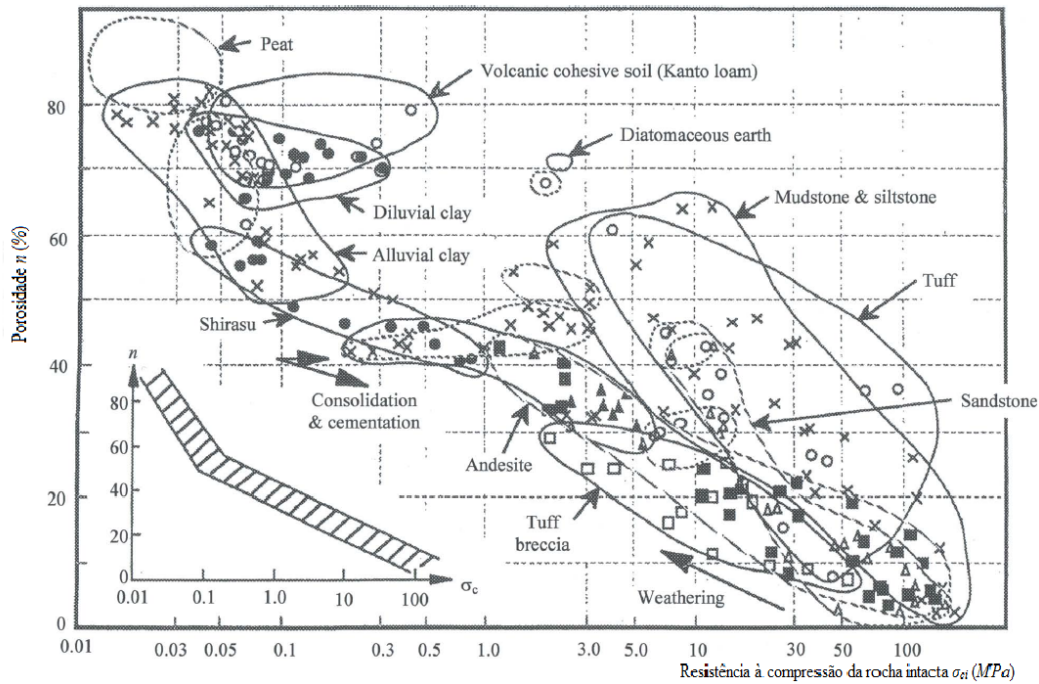


Figura 2.5: Relação entre porosidade e resistência uniaxial da rocha intacta (Adachi & Yoshida, 2002).

Um variado número de autores (Hawkins & McConnel, 1992, Hawkins, 1998, Vászárheli & Ván, 2006, Romana & Vászárheli, 2007, Peng & Zhang, 2007), têm tentado relacionar o teor em água com a resistência à compressão uniaxial da rocha. Embora muitos deles tenham chegado a conclusões interessantes, não é aceitável que estas correlações possam ser utilizadas nas formações rochosas mais comuns em Portugal. Todavia, apresenta-se como ponto de partida para obtenção da resistência à compressão uniaxial, a expressão proposta por Hawkins & McConnel (1992), efectuada através do estudo de 35 arenitos britânicos:

$$\sigma_{ci} = ae^{-bw} + c \quad (2.12)$$

Onde a , b e c são constantes que podem ser obtidas pela Tabela 2.10. Vászárheli & Ván (2006) apresentaram numa recente publicação outros valores para as mesmas constantes, mas relacionados com arenitos búlgaros. Contudo, apresentam-se aqui aqueles publicados por Hawkins & McConnel (1992).

O teor em água presente no material rocha está directamente relacionado com a porosidade, como tal, estas duas grandezas podem relacionar-se pela expressão 2.13. Assim sendo, ao determinar o teor em água é possível descortinar a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta através da Figura 2.5 com a relação proposta pela expressão 2.13.

Tabela 2.10: Valores de a , b e c para arenitos proposto por Hawkins & McConnel (1992).

Arenitos britânicos	a	b	c	R^2
Donegal quartzite (DQ)	39.03	1.9601	184.23	0.93
Brownstone (LORS)	29.34	0.7646	105.23	0.78
Millstone grit-type D (MGD)	12.3	0.6821	96.27	0.71
Holcombe brook grit (HBGB)	36.13	0.7794	48.65	0.88
Thornhill rock-type A (TRA)	45.73	1.5942	40.29	0.97
Crackington Formation (CF)	84.01	6.4167	230.98	0.91
Pennant-type A (PnA)	83.76	0.2306	51.02	0.86
Pennant-type B (PnB)	28.81	0.5506	49.37	0.62
Pennant-type C (PnC)	47.12	1.5439	47.65	0.95
Penrith-type A (PrA)	7.01	0.0752	56.3	0.7
Penrith-type B (PrB)	4.16	0.4061	28.9	0.87
Penrith-type C (PrC)	17.27	1.0675	67.75	0.85
Penrith-type D (PrD)	20.37	1.2629	87.29	0.88
Greensand-type A (G)	6.14	0.1104	2.97	0.93
Greensand-type A-Dogger (D)	19.12	0.2567	45.79	0.77

$$S_r \times \frac{n}{1-n} = \rho \times w \quad (2.13)$$

em que S_r corresponde ao grau de saturação do material rocha dado em percentagem (%), determinado em laboratório tendo em conta a equação 2.14 e ρ é a densidade da rocha igualmente determinada em laboratório:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (2.14)$$

onde V_v e V_w corresponde ao volume de vazios e volume de água da amostra respectivamente, determinados em laboratório.

Peso Volúmico e Densidade

O peso volúmico (γ) é definido como o peso por unidade de volume da rocha. Este parâmetro depende da composição mineralógica, porosidade e quantidade de água podendo ser definido pela expressão:

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (2.15)$$

em que W é o peso total da amostra e V é o volume da amostra de rocha.

O valor do peso volúmico é de extrema importância, pois permite conhecer o estado de tensão do maciço em qualquer ponto. São definidos na bibliografia valores típicos de peso volúmico e de porosidade das rochas pela Tabela 2.11.

A densidade da rocha afecta directamente a sua resistência. A resistência à compressão da rocha intacta aumenta com o aumento da densidade da mesma,

Tabela 2.11: Valores típicos de porosidade e peso volúmico das rochas (Rocha, 1976).

Tipo de rocha	Peso específico (g/cm ³)	Porosidade (%)
Granito	2.6 - 2.7	0.5 - 1.5
Dolerito	3.0 - 3.05	0.1 - 0.5
Riolito	2.4 - 2.6	4 - 6
Andesito	2.2 - 2.3	10 - 15
Gabro	3.0 - 3.1	0.1 - 0.2
Basalto	2.8 - 2.9	0.1 - 1.0
Arenito	2.0 - 2.6	5 - 25
Argilito xistoso	2.0 - 2.4	10 - 30
Calcário	2.2 - 2.6	5 - 20
Dolomito	2.5 - 2.6	1 - 5
Gnaisse	2.9 - 3.0	0.5 - 1.5
Mármore	2.6 - 2.7	0.5 - 2
Quartzito	2.65	0.1 - 0.5
Xisto cristalino	2.6 - 2.7	0.1 - 0.5

sendo esta determinada em laboratório como descrito pela ISRM.

Do mesmo modo que as outras propriedades-índice, têm surgido correlações entre a densidade da rocha intacta e a sua resistência à compressão uniaxial, especialmente no que respeita a rochas brandas. De acordo com Vásárhelyi (2005) esta relação pode ser descrita pela equação 2.16. No entanto, e pela mesma razão descrita anteriormente para o teor em água, torna-se necessário a validação da relação proposta de forma a ser aplicada directamente às formações rochosas mais comuns em Portugal. Esta relação proposta por Vásárhelyi (2005) é apresentada como directriz para relacionar ambas as grandezas:

$$\sigma_{ci} = ae^{b\rho} \quad (2.16)$$

em que ρ é a densidade do material rocha, a e b representam constantes da rocha que podem ser obtidas pela Tabela 2.9 para vários tipo de rocha.

Ensaio de desgaste em meio húmido (*Slake Durability test*)

O ensaio de desgaste em meio húmido, foi inicialmente concebido para o estudo de rochas brandas, em especial, para rochas brandas argilosas nas quais há maior propensão à ocorrência de fenómenos de expansão, fracturação ou desintegração, quando sujeitas a ciclos de molhagem e secagem (Pinho, 2003). Este consiste em submeter uma amostra de material rochoso a ciclos normalizados de secagem, molhagem e acção mecânica. Este tipo de ensaio costuma ser utilizado na classificação e caracterização da durabilidade da rocha. O procedimento do ensaio encontra-se detalhado em ISRM (1979b).

Deste ensaio é retirado o índice de durabilidade (I_D) correspondente à percentagem de rocha seca que fica retida nos tambores de rede metálica após 1 ou 2 ciclos completos:

$$I_D(\%) = \frac{\text{Peso seco depois de um ou dois ciclos}}{\text{Peso inicial da amostra}} \quad (2.17)$$

É de referir que quanto maior este índice, maior a durabilidade do material rocha.

Com este ensaio é possível determinar o teor em água da amostra que, por sua vez, está relacionado com a porosidade do material rocha. Através da Figura 2.5 é possível ficar a conhecer a resistência à compressão da rocha por correlação. O teor em água, expresso em percentagem pode ser determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$w(\%) = \frac{X - A}{A - D} \times 100 \quad (2.18)$$

onde X corresponde à massa do tambor de ensaio com a amostra, antes da secagem (em gramas), A refere-se a massa do tambor de ensaio com amostra seca, antes do 1º ciclo (em gramas) e D é a massa do tambor (em gramas).

2.4 Caracterização *in situ*

2.4.1 Generalidades

A caracterização mecânica do maciço, pode ainda ser realizada através de ensaios experimentais *in situ*. Na Tabela 2.12 apresentam-se os principais ensaios de caracterização *in situ* praticáveis no material rocha e em maciços rochosos.

A realização de uma boa prospecção geotécnica é um ponto crucial para a obra de Engenharia Civil porque permite ficar a conhecer parâmetros de resistência e de deformabilidade do material rocha, possibilitando o conhecimento do comportamento do maciço rochoso perante uma obra em talude ou fundação.

Os ensaios realizados no campo, ou ensaios *in situ*, são uma opção, especialmente devido à dificuldade em obter amostras intactas representativas do maciço rochoso, aos ensaios em laboratório. O facto de se realizarem em volumes mais representativos da heterogeneidade e fracturação do maciço, levam também à escolha deste tipo de ensaios (Pinho, 2003). Embora seja apetecível ao projectista a realização de um grande número de ensaios *in situ*, com o intuito de conseguir caracterizar os maciços rochosos o mais correctamente possível, apenas em grandes obras com orçamentos significativos e com alguma mobilidade a nível de prazos é que se justificam a realização de alguns ensaios, mesmo que estes apresentem resultados característicos fidedignos.

Para além desses dois factores, a disponibilidade dos ensaios também é um factor limitante, isto é, nem sempre o projectista tem ao seu dispor os equipamentos

Tabela 2.12: Ensaio *in situ* em maciços rochosos (Pinho, 2003).

Ensaio <i>in situ</i> para a caracterização de maciços rochosos	
Ensaio estático em sondagens	Ensaio de placa
Dilatómetro Pressiómetro Macacos para furos Penetrómetros	Placa rígida Placa deformável Macacos ancorados Método Goffi
Ensaio de compressão	Ensaio de pressão em túneis circulares
Uniaxial Triaxial	Método de câmara de pressão Macaco radial
Ensaio em fenda aberta no maciço	Ensaio de torção
Macacos circulares Macacos planos de grande área (LFJ) Macacos planos de pequena área (SFJ)	Ensaio dinâmico com propagação de ondas sísmicas

necessários para a realização do ensaio. Consequentemente, é preciso ponderar com cuidado a escolha dos ensaios, de forma a conseguir garantir os resultados necessários dentro do prazo estipulado e dentro do orçamento disponível.

O ensaio com Dilatómetro, por exemplo, pode ser muito útil quando não é possível obter amostras intactas, sobretudo em maciços rochosos fracturados e rochas muito brandas. Este ensaio, efectuado através da penetração da lâmina dilatométrica no maciço rochoso, permite ficar a conhecer a deformabilidade do maciço rochoso através dos resultados obtidos directamente do ensaio. Contudo, nem todas as instituições possuem os equipamentos necessários para a realização deste tipo de ensaio. Pelo que a sua utilização pode acarretar um aumento de despesa significativo.

O critério de escolha dos ensaios *in situ* presentes neste documento foi, única e exclusivamente, devido à facilidade de obtenção da instrumentação necessária para a sua realização, como também à experiência já demonstrada no campo da Engenharia Civil para a obtenção de parâmetros característicos do maciço rochoso necessários para avaliar o seu comportamento face a obras tipo taludes e fundações.

2.4.2 Ensaio com esclerómetro ou martelo de Schmidt

O ensaio com esclerómetro é apresentado como uma alternativa ao ensaio de carga pontual, tendo a vantagem de se realizar *in situ*, sem que seja necessário qualquer remoção de amostras de rocha. Dada a simplicidade da realização deste ensaio, são apresentadas na bibliografia muitas correlações entre a resistência à

compressão uniaxial e o número de Schmidt (Grasso et al., 1992, Zhang, 2005) para diferentes tipos de rocha de acordo com o valor do seu peso volúmico. A Figura 2.6 mostra uma série de curvas determinadas empiricamente, onde se relaciona o número de Schmidt efectuado com um martelo tipo L em diferentes orientações, com a resistência a compressão uniaxial.

Apesar da simplicidade deste ensaio, este apresenta uma grande desvantagem quando realizado no material rocha. O valor da resistência à compressão da rocha, retirado do ensaio, apenas representa a resistência à compressão superficial (numa profundidade até 30 mm). Como tal, este tipo de ensaio não terá qualquer relevância na determinação da resistência à compressão, segundo esta dissertação.

2.4.3 Ensaio sísmicos

Os ensaios sísmicos são ensaios do tipo geofísicos não destrutivos, usualmente utilizados nas fases preliminares do projecto. Estes, apresentam grande vantagem, pois permitem ficar a conhecer características geológicas da zona de implantação da obra tais como a estratigrafia, litologia, descontinuidades e condições hidrogeológicas. Deste ensaio também é possível obter parâmetros de resistência e de deformabilidade *in situ*, embora estando estes muito dependentes das correlações estabelecidas. Outro dado importante possível de retirar deste ensaio é informação sobre a ripabilidade da rocha, sendo esta directamente proporcional à velocidade de propagação das ondas, nomeadamente, as de compressão.

Este tipo de ensaio consiste na medição das velocidades de propagação das ondas sísmicas, de compressão e de corte, através de dois ou mais furos de sondagem, na qual num é colocado um emissor e nos restantes são colocados receptores. Este ensaio baseia-se no princípio da propagação das ondas elásticas, onde a velocidade de propagação depende das propriedades elásticas do meio. As velocidades primárias ou de compressão, V_p , e as secundárias ou de corte, V_s , são grandezas que podem ser relacionáveis com as constantes elásticas e a densidade por via das equações 2.19.

$$V_p = \sqrt{\frac{(K + \frac{4G_0}{3})}{\rho}} \quad (2.19a)$$

$$V_s = \sqrt{\left(\frac{G_0}{\rho}\right)} \quad (2.19b)$$

onde K corresponde ao módulo de compressibilidade volumétrica, G_0 é o módulo de distorção inicial e ρ é a densidade do maciço que é igual a γ/g , sendo g a aceleração da gravidade.

Neste tipo de ensaio, as velocidades de corte V_s , são consideradas como a informação mais importante na determinação da influência das

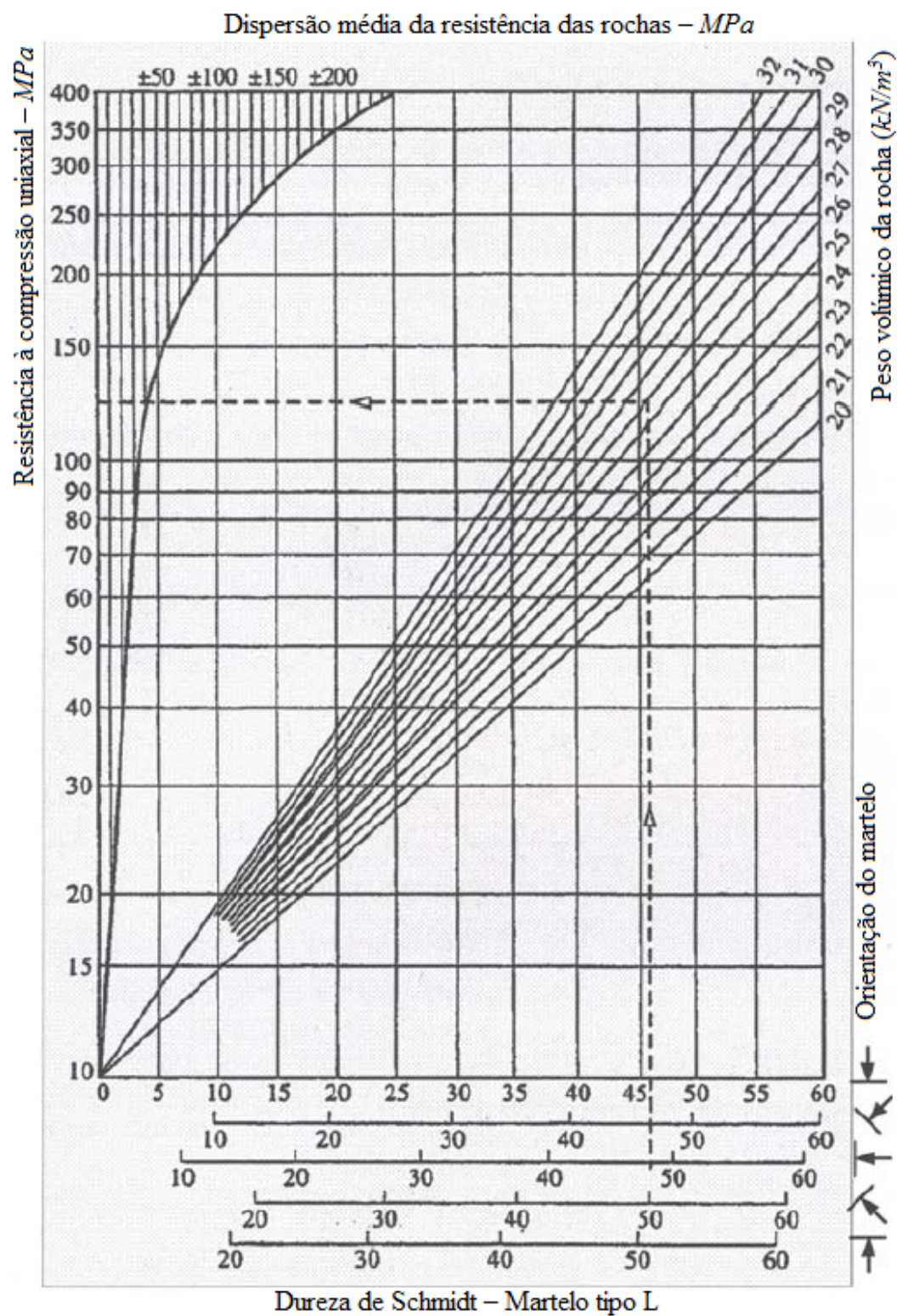


Figura 2.6: Estimativa da compressão uniaxial a partir do número de Schmidt (Zhang, 2005)

características geotécnicas locais. Embora a ainda pequena utilização em Portugal, nomeadamente quando recorrendo a dois ou mais receptores, a obtenção dos resultados com a relação custo-benefício é bastante apelativa (Lopes et al., 2006).

O tratamento dos resultados obtidos pela realização de ensaios sísmicos tem que ser efectuado com cuidado, pois existe uma diversidade de factores que podem influenciar os resultados. Uma das suas principais desvantagens é a não determinação directa da presença de descontinuidades, ou seja, a medição das ondas sísmicas são medidas de um ponto para o outro e como estas não se propagam no vácuo a velocidade de recepção diminui. No entanto, ao interpretar os resultados pode-se não entender esta diminuição como uma descontinuidade, isto porque outras características do maciço também influenciam a velocidade de propagação das ondas sísmicas.

No ponto 4.5 serão apresentadas correlações para a determinação de parâmetros característicos do maciço rochoso através da realização deste ensaio.

2.4.4 Ensaio de permeabilidade

Um dos factores preponderantes na estabilidade de taludes e fundações é respeitante ao fluxo de água no interior do maciço rochoso. A presença de água afecta drasticamente a resistência do maciço rochoso. A permeabilidade do maciço desempenha um papel preponderante, pois representa uma maior ou menor facilidade de circulação de água no interior do maciço.

Os ensaios mais comuns e mais versáteis para determinar a permeabilidade de maciços rochosos são os tipo Lugeon, que consistem em injectar água sob patamares de pressão num troço do furo de sondagem de comprimento conhecido e em medir a absorção de água do maciço durante um certo tempo. A realização do ensaio permite traçar curvas *caudal versus pressão* ($Q-P$) em cada patamar de pressão, dando informação sobre o regime de percolação do maciço rochoso, assim como obter informação quanto ao estado de fracturação nas imediações do trecho ensaiado. Os procedimentos e métodos de realização do ensaio podem ser encontrado em Quiñones-Rozo (2010). Ilustra-se pela Figura 2.7 as curvas *caudal versus pressão* possíveis a obter com o ensaio, assim como uma breve descrição dos cinco tipos de regime de escoamento (Vallejo et al., 2002):

- regime laminar (Figura 2.7 (a)) - Lei de Darcy - descontinuidades pouco abertas ou preenchidas por materiais granulares;
- regime turbulento (Figura 2.7 (b)) - quando não há proporcionalidade na curva, regido pela lei de Chezy e os gradientes hidráulicos (perda de carga por comprimento da amostra) são proporcionais ao quadrado das velocidades;
- bloqueamento de fissuras (Figura 2.7 (c)) - bloqueamento das fissuras devido ao arrastamento do material pela injeção de água em pressão;

- erosão do material de preenchimento (Figura 2.7 (d)) - o aumento de pressão provoca arrastamento dos materiais de enchimento “lavando” as descontinuidades;
- fracturação hidráulica (Figura 2.7 (e)) - aqui a mudança brusca da curva Q-P aquando de um aumento de pressão, representa o fenómeno de fracturação hidráulica que está associado à abertura de fissuras devido à elevada pressão.

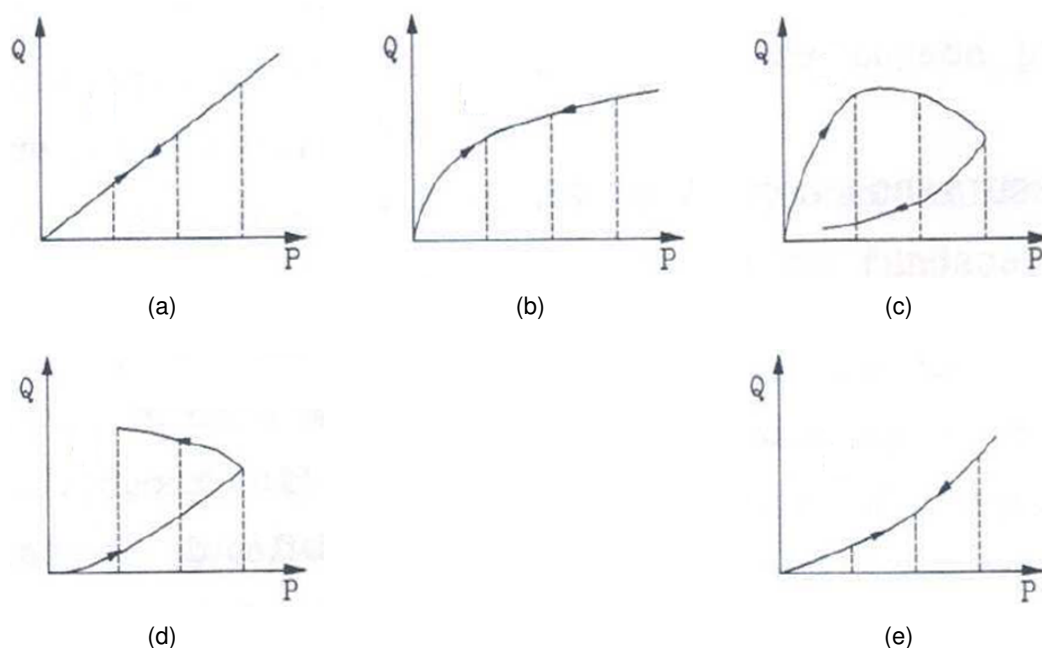


Figura 2.7: Curvas típicas de *caudal* vs *pressão* obtido do ensaio Lugeon (Silva Gomes, 1991): (a) regime laminar; (b) regime turbulento; (c) bloqueamento de fissuras; (d) erosão do material de preenchimento; (e) fracturação hidráulica.

A necessidade de normalização do ensaio implica que seja realizado sempre nas mesmas condições independentemente da obra a realizar. Em consequência surgiu a unidade *Lugeon* que corresponde ao valor médio da absorção de 1 litro de água por minuto e por metro de furo, num ensaio realizado à pressão estabilizada de 1 MPa. A unidade Lugeon obtém-se através das curvas Q-P pela expressão:

$$N(Lu) = Q(l/min/m) \frac{1(MPa)}{p(MPa)} \quad (2.20)$$

A experiência mostrou que, em regra, uma unidade de *Lugeon* corresponde a um coeficiente de permeabilidade k entre 1×10^{-5} e $2 \times 10^{-5} cm/s$ para sondagens de diâmetros entre 5 e 10 cm (Vallejo et al., 2002). Apresenta-se pela Tabela 2.13 alguns valores típicos do coeficiente de permeabilidade para algumas rochas.

A realização deste ensaio permite averiguar não só a permeabilidade do maciço, como o seu estado de fracturação, a “injectabilidade” do maciço para tratamento deste e a necessidade impermeabilização.

Tabela 2.13: Coeficiente de permeabilidade k para alguns tipos de rocha (adaptado de Louis, 1969).

Rocha		Maciço rochoso com uma fissura por metro	
Natureza	k (cm/s) permeabilidade	abertura das fissuras (mm)	k_p (cm/s) permeabilidade na direcção das fissuras
1. Calcários	0.26 a 23×10^{-13}	0.1	0.7×10^{-4}
2. Anerito		0.2	0.6×10^{-3}
Carbonífero	0.29 a 6×10^{-11}	0.4	0.5×10^{-2}
Devoniano	0.21 a 2×10^{-11}	0.7	2.5×10^{-2}
3. Granitos	0.5 a 2×10^{-10}	1	0.7×10^{-1}
4. Xistos	0.7 a 1.6×10^{-10}	2	0.6
5. Calcários	0.7 a 120×10^{-9}	4	$0.5 \times 10^{+1}$
6. Dolomitos	0.5 a 1.2×10^{-8}	6	$1.6 \times 10^{+1}$

Capítulo 3

Classificação dos maciços rochosos

3.1 Introdução

Os maciços rochosos, como meios descontínuos que são, apresentam um comportamento mecânico complexo que, de uma forma simplificada, pode ser estudado e categorizado em função da sua aptidão para distintas aplicações.

Com este objectivo foram desenvolvidas classificações geomecânicas, que permitem caracterizar o maciço rochoso, de forma rápida e pouco dispendiosa, através das suas propriedades, quer por observação directa, quer por amostras retiradas das sondagens realizadas *in situ*, com a atribuição de um índice de qualidade. A caracterização do maciço rochoso segundo as classificações geomecânicas tem como finalidade a obtenção de parâmetros geotécnicos para que seja possível a sua aplicação em projectos de obras de engenharia.

Neste campo ainda não se chegou a uma classificação que tenha sido aceite como universal, embora vários autores Bieniawski (1989), Barton et al. (1974), Hoek (1994), Hoek et al. (1995) tenham abordado este tema de forma a proporcionar algumas propostas para a classificação do maciço que serão aqui apresentadas. Apresenta-se também a classificação proposta por Rocha (1976), embora esta seja destinada unicamente para obras subterrâneas. Por ser tratar de uma classificação portuguesa, optou-se por inclui-la neste documento.

Este assunto, apesar de estar intimamente ligado à área da geologia, é de alguma importância no que toca à Engenharia Civil. A classificação do maciço rochoso segundo a sua qualidade é de grande benefício, pois é muito complexo obter informações relevantes sobre o seu comportamento, nomeadamente no que respeita às suas características hidrológicas e estados de tensão. Por conseguinte, as classificações geomecânicas são um ponto de partida para perceber quais as limitações do maciço rochoso. Assim, serão apresentados as principais características dos sistemas de classificação mais relevantes, os procedimentos para a sua utilização e as situações de aplicação. Considerou-se para o âmbito do trabalho uma descrição exhaustiva destas classificações.

3.2 Classificação de Bieniawski

O sistema de classificação introduzido por Bieniawski ou sistema RMR, publicado inicialmente em 1979, traduz a qualidade do maciço rochoso através de um valor compreendido entre 0 a 100, crescendo em qualidade. À medida que um maior número de casos práticos foram sendo examinados, o sistema sofreu contínuos melhoramentos, nomeadamente em 1989. No entanto, e apesar desses contínuos melhoramentos, a base do sistema de classificação RMR permanece igual. A classificação aqui descrita é referente à versão de 1989 (Bieniawski, 1989).

O sistema é baseado na atribuição de pesos a 6 parâmetros que o autor considerou contribuir mais significativamente para o comportamento do maciço rochoso. O somatório do peso de cada um destes 6 parâmetros estudado individualmente, constitui o índice RMR que traduz a qualidade do maciço dividido em 5 classes propostas pelo autor como se apresenta pela Tabela 3.1. Os parâmetros a considerar são:

1. resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, σ_{ci} ;
2. RQD ("Rock Quality Designation");
3. espaçamento das descontinuidades;
4. condição das descontinuidades;
5. influência da água;
6. orientação das descontinuidades.

Tabela 3.1: Classificação RMR (Bieniawski, 1989).

Valor RMR	Classe	Descrição
81 - 100	I	Maciço rochoso muito bom
61 - 80	II	Maciço rochoso bom
41 - 60	III	Maciço rochoso razoável
21 - 40	IV	Maciço rochoso fraco
< 21	V	Maciço rochoso muito fraco

Nas Tabelas 3.2, 3.3, 3.4, 3.5 e 3.7, encontram-se os 5 primeiros parâmetros agrupados em cinco grupos cada, sendo que cada parâmetro tem um peso diferente na classificação global do maciço, pois cada parâmetro contribui de modo diferente para o comportamento do maciço, correspondendo um valor maior a uma melhor qualidade do maciço rochoso. O significado dos três primeiros parâmetros já foram descritos no capítulo anterior deste trabalho. Contudo, é de salientar que o peso relativo ao espaçamento das descontinuidades apenas avalia a descontinuidade que apresente as condições mais desfavoráveis. O peso referente à presença de água, apresentado na Tabela 3.7, contabiliza a influência da pressão de água ou o fluxo de água na estabilidade da escavação, medida segundo a maior tensão principal ou por observação.

Tabela 3.2: Pesos relativos à resistência à compressão simples (Bieniawski, 1989).

Descrição de qualidade	Compressão uniaxial, σ_c (MPa)	Carga pontual (MPa)	Pesos
Excepcionalmente resistente	> 250	> 10	15
Muito resistente	100 a 250	4 a 10	12
Resistente	50 a 100	2 a 4	7
Medianamente resistente	25 a 50	1 a 2	4
Fraco	5 a 25	Ver compressão uniaxial	2
Muito fraco	1 a 5		1
Excepcionalmente fraco	< 1		0

Tabela 3.3: Pesos relativos ao RQD (Bieniawski, 1989).

RQD (%)	Peso
90 - 100	20
75 - 90	17
50 - 75	13
25 - 50	8
< 20	3

Tabela 3.4: Pesos relativos ao espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

Descrição	Espaçamento	Peso
Muito afastadas	> 2 m	20
Afastadas	0.6 a 2 m	15
Moderadamente afastadas	200 a 600 mm	10
Próximas	60 a 200 mm	8
Muito próximas	< 60 mm	5

A condição das descontinuidades refere-se a detalhes como a rugosidade das superfícies das descontinuidades, a separação ou continuidades, desagregação da parede rochosa ou plano de fraqueza e o material que preenche a descontinuidade. Na avaliação deste parâmetro é possível a utilização da Tabela 3.6 sempre que exista uma descrição detalhada das juntas. Assim, o valor atribuído ao peso das descontinuidades é o somatório dos cinco parâmetros característicos presentes na tabela. Caso não haja valores disponíveis para a utilização dessa relação recorre-se à Tabela 3.5, escolhendo assim uma descrição mais próxima possível da realidade.

O último parâmetro relativo à orientação das descontinuidades, apresentado pela Tabela 3.8, é tratado separadamente dos outros parâmetros, isto porque depende do tipo de obra a realizar. A avaliação deste parâmetro depende da inclinação da descontinuidade e da influência do *strike* (ângulo entre descontinuidade e face do talude medido na horizontal, Figura 3.1). O valor do RMR é reajustado de acordo com a influência da descontinuidade em razão da obra em questão, podendo ser

mais ou menos favorável. Este parâmetro tem que ser tratado com certo cuidado, pois a descontinuidade dominante é que controla a estabilidade da escavação.

Tabela 3.5: Pesos referente à condição das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

Descrição	Peso
Superfícies muito rugosas, não contínuas sem separação, paredes de rocha não alteradas	30
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1mm, paredes ligeiramente alteradas	25
Superfícies ligeiramente rugosas, separação < 1mm, paredes muito alteradas	20
Superfícies polidas ou enchimento com espessura < 5mm ou juntas contínuas com separação 1 - 5 mm	10
Enchimento mole com espessura > 5 mm ou juntas contínuas com separação > 5 mm	0

Tabela 3.6: Directrizes para a classificação das condições das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

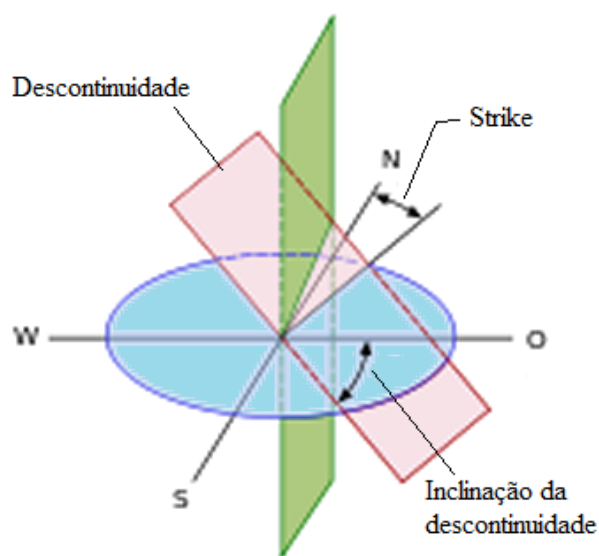
Comprimento da descontinuidade	< 1 m	1 a 3 m	3 a 10 m	10 a 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0.1 mm	0.1 a 1.0 mm	1 a 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Ligeira	Quase lisa	Lisa
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhuma	Duro < 5 mm	Duro > 5 mm	Mole < 5 mm	Mole > 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Grau de alteração	Não alteradas	Ligeira	Moderada	Muito	Decompostas
Peso	6	5	3	1	0

Tabela 3.7: Peso devido à influência da água (Bieniawski, 1989).

Caudal por 10 m de comprimento do túnel	Relação pressão da água vs tensão principal máxima	Condições gerais	Pesos
Nenhum	0	Completamente seco	15
< 10 l/min	< 0.1	Água intersticial	10
10 a 25 l/min	0.1 a 0.2	Húmido	7
25 a 100 l/min	0.2 a 0.5	Escorrimentos	4
> 125 l/min	> 0.5	Entrada de água	0

Tabela 3.8: Efeito da orientação das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

Orientação das descontinuidade		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Figura 3.1: Diferença entre *strike* e inclinação da descontinuidade.

O peso de cada parâmetro pode também ser obtido através das Figuras 3.2, 3.3 e 3.4, sendo estas de grande utilidade, pois permitem obter valores limite como também retirar a sensação da existência de mudanças abruptas entre categorias. A Figura 3.5 é utilizada quando há falta de informação referente ao índice RQD ou sobre as descontinuidades permitindo, assim, a estimativa do parâmetro em falta, através da correlação desenvolvida por Priest & Hudson (1976), tendo em conta o valor de λ (Bieniawski, 1989).

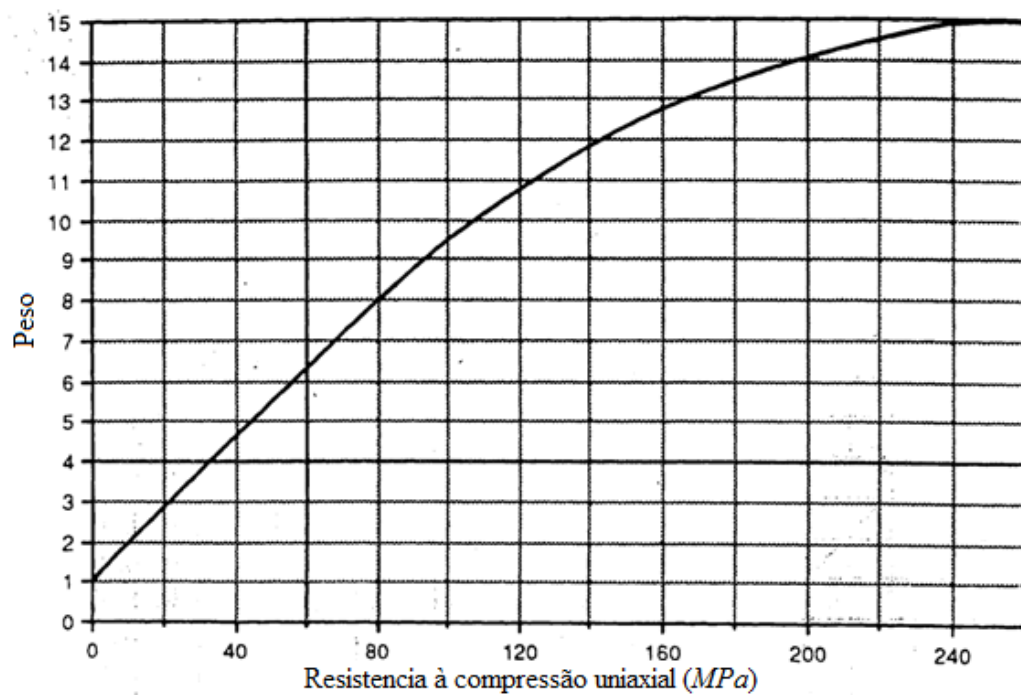


Figura 3.2: Pesos da resistência à compressão uniaxial (Bieniawski, 1989).

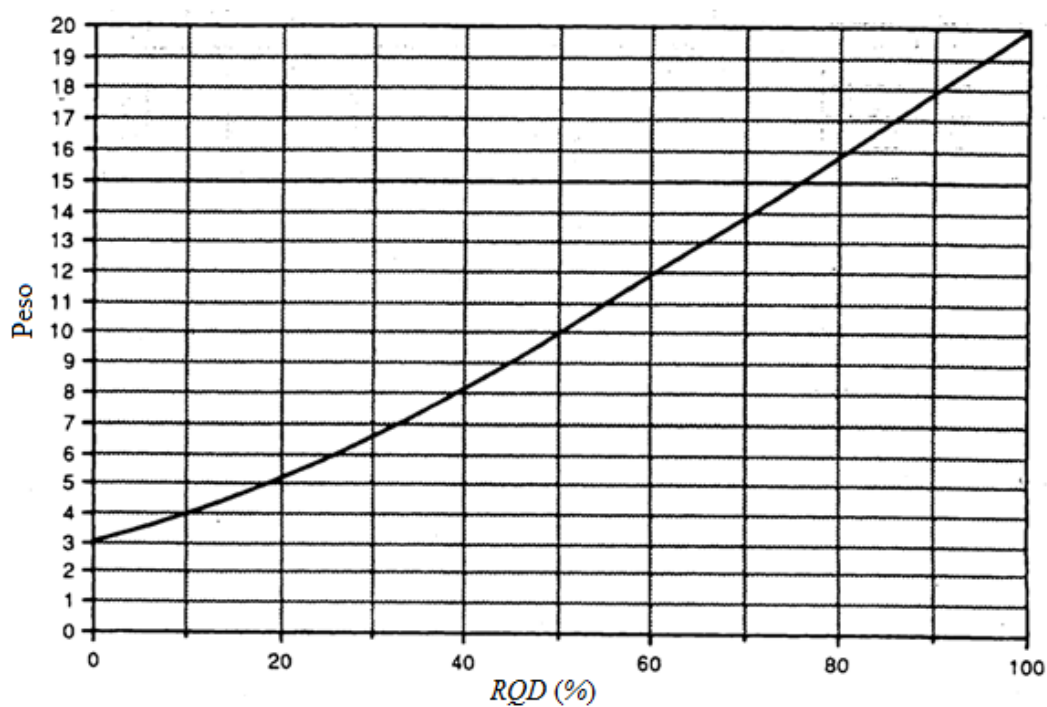


Figura 3.3: Pesos relativos ao RQD (Bieniawski, 1989).

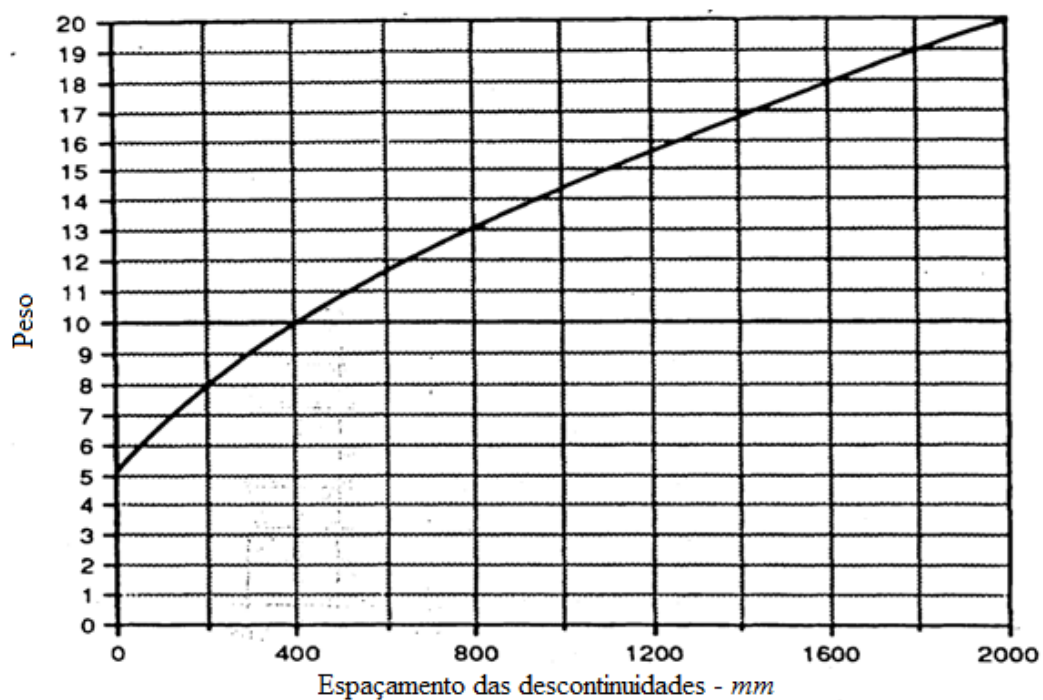


Figura 3.4: Pesos do espaçamento das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

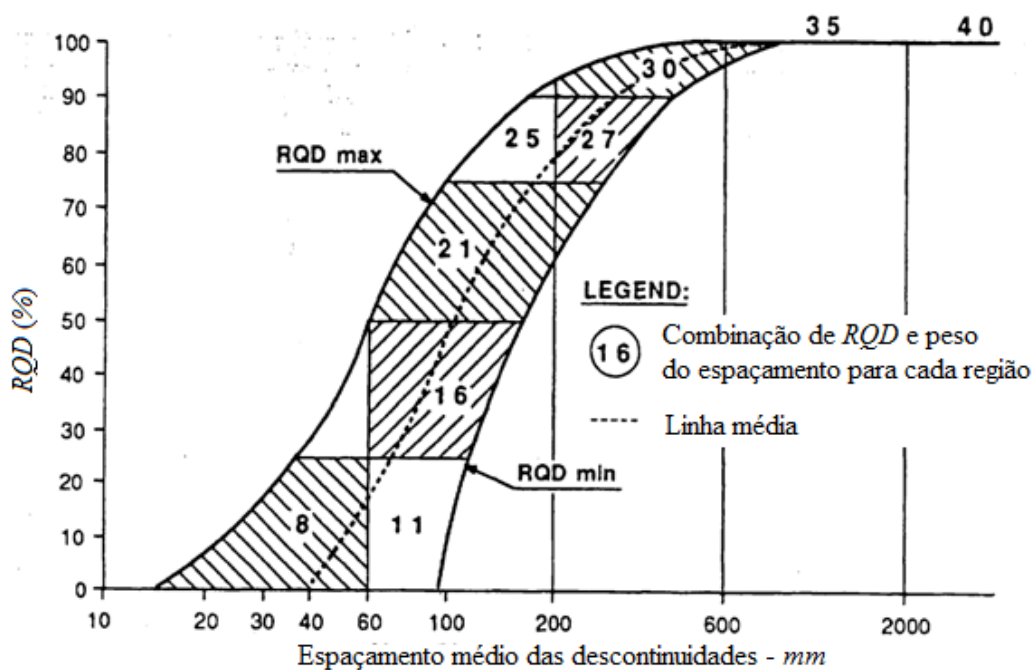


Figura 3.5: Correlação entre RQD e o espaçamento médio das descontinuidades (Bieniawski, 1989).

A classificação descrita proporciona igualmente uma estimativa relativa aos parâmetros de resistência característicos do maciço rochoso, como a coesão e o ângulo de atrito, apresentado na Tabela 3.9. Contudo, por se encontrarem compreendidos numa gama muito elevada de valores faz com que sejam valores meramente informativos. Ou seja, numa obra de engenharia o importante é conhecer o comportamento do maciço o mais próximo possível do real, o que requer um estudo mais exaustivo de forma a quantificar os parâmetros mecânicos, não numa gama de valores, mas reduzindo-os a um só valor, dado que será aplicado na análise de estabilidade das fundações e taludes. Este assunto que será abordado com maior detalhe no capítulo seguinte.

Tabela 3.9: Estimativa dos parâmetros de resistência do maciço segundo a sua classe (Bieniawski, 1989).

Classe do maciço	I	II	III	IV	V
Coesão da massa rochosa (kPa)	> 400	300 a 400	200 a 300	100 a 200	< 100
Ângulo de atrito da massa rochosa (°)	> 45	35 a 45	25 a 35	15 a 25	< 15

Originalmente, o sistema de classificação do RMR proposto por Bieniawski (1979) destinava-se a obras subterrâneas, dando orientações, através do valor RMR, das medidas de suporte e tipo de escavação a adoptar para cada caso. Contudo, Romana (1993) e Romana (2003) propuseram uma revisão do sistema de classificação RMR para que fosse possível a sua utilização num outro género de obras. Romana (1993) apresentou a revisão do sistema RMR para o sistema de classificação SMR destinado a taludes em maciços rochosos, por outro lado, Romana (2003) propôs a revisão para o sistema DMR destinado a certos aspectos relativos às fundações de barragens. Alterando, desta forma, as directrizes inicialmente propostas por Bieniawski (1979) para os diferentes tipos de obra na qual este trabalho insere-se.

O sistema SMR será analisado em pormenor aquando da análise de estabilidade de taludes, enquanto que não será dado destaque ao sistema DMR, pois as fundações em barragens sai fora do âmbito desta dissertação, sendo, no entanto, a sua referência importante.

3.3 Classificação de Barton

O sistema de classificação introduzido por Barton et al. (1974) segue o mesmo princípio que o sistema de classificação RMR, sendo atribuídos valores a seis parâmetros considerados importantes pelo autor para a caracterização do comportamento do maciço rochoso. São os seguintes:

- índice RQD;

- número de famílias de descontinuidades, J_n ;
- rugosidade mais desfavorável de uma família de descontinuidades, J_r ;
- grau de alteração das paredes das descontinuidades ou preenchimento, J_a ;
- influência da água subterrânea, J_w ;
- *Stress Reduction Factor*, SFR .

Posteriormente, é definido um índice de qualidade, Q , que varia entre 0.001 a 1000 numa escala logarítmica, e que é determinado pelo produto de três quocientes apresentados pela expressão 3.1. O sistema Q é por sua vez dividido em 9 categorias de qualidade do maciço representadas na Tabela 3.10.

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SFR} \quad (3.1)$$

Tabela 3.10: Classificação do maciço rochoso baseado no índice Q (Barton et al., 1974).

Q	Classificação
400.0 a 1000.0	Excepcionalmente bom
100.0 a 400.0	Extremamente bom
40.0 a 100.0	Muito bom
10.0 a 40.0	Bom
4.0 a 10.0	Mediano
1.0 a 4.0	Pobre
0.1 a 1.0	Muito pobre
0.01 a 0.1	Extremamente pobre
0.001 a 0.01	Excepcionalmente pobre

É de salientar que os três quocientes apresentados na expressão correspondem a três aspectos relativos ao maciço rochoso:

- RQD/J_n - Definido pelos dois primeiros parâmetros correspondentes da estrutura global do maciço, o seu quociente representa uma medida das dimensões dos blocos. Este tem um valor variável entre 200 e 0,5;
- J_r/J_a - Indica a resistência ao corte da descontinuidade mais desfavorável caracterizada pela sua rugosidade e estado de alteração. Quociente é crescente com o aumento da rugosidade e diminui com o aumento do grau de alteração;
- J_w/SFR - Este representa o estado de tensão do maciço rochoso. O parâmetro SFR caracteriza o estado de tensão do maciço, enquanto que J_w é a medida da pressão de água, que tem um efeito adverso na resistência ao escorregamento das descontinuidades.

A aplicação deste sistema é mais complexa que o sistema proposto por Bieniawski (1989), como tal é incluído nas Tabelas 3.11 a 3.15, o intervalo das classes dos cinco novos parâmetros utilizados, o valor do índice RQD já foi mencionado anteriormente (Barton et al., 1974). É de referir que contrariamente ao sistema proposto por Bieniawski (1989), Barton et al. (1974) consideraram que a orientação das descontinuidades tem um papel menos relevante no comportamento do maciço. Os parâmetros J_n , J_r , e J_a são, segundo o autor, os que mais contribuem para o seu comportamento. Contudo, a orientação das descontinuidades está implícita nos parâmetros J_r e J_a , isto porque são aplicados à descontinuidade mais desfavorável.

Tabela 3.11: Índice do conjunto de descontinuidades do maciço (Barton et al., 1974).

Parâmetro		Valor
<i>Índice de número de famílias</i>		J_n
A	Nenhumas ou poucas descontinuidades presentes	0.5 a 1
B	Uma família de descontinuidades	2
C	Uma família mais descontinuidades dispersas	3
D	Duas famílias de descontinuidades	4
E	Duas famílias mais descontinuidades dispersas	6
F	Três famílias de descontinuidades	9
G	Três famílias mais descontinuidades dispersas	12
H	Quatro famílias ou mais, descontinuidades dispersas, maciços muito fracturados	15
I	Rocha esmagada, tipo terroso	20

Nota: 1. Nas intersecções de descontinuidades aplicar $3 \times J_n$; 2. nas extremidades das juntas utilizar $2 \times J_n$.

3.4 Classificação de Manuel Rocha

A classificação aqui descrita proposta por Rocha (1976), é destinada ao dimensionamento de suportes de obras subterrâneas em maciços rochosos. No entanto, é referida nesta dissertação por se tratar de uma classificação portuguesa, encontrando-se descrita em pormenor em Pinto Cunha (1991).

Aqui a classificação é efectuada segundo quatro parâmetros relativos à fracturação do maciço: espaçamento, número de famílias, resistência ao corte e influência da água. Aplica-se atribuindo um peso a cada parâmetro, em que o seu somatório define um índice de qualidade MR do maciço, entre zero a cem, situando o maciço em estudo numa das cinco classes propostas na Tabela 3.16, que por sua vez define a necessidade de suporte do maciço. Não será, contudo abordado neste documento, pois sai fora do âmbito do tema. O peso dos cinco parâmetros é apresentado pela Figura 3.6 e pela Tabela 3.17.

Tabela 3.12: Índice de rugosidade das descontinuidades (Barton et al., 1974).

Parâmetro		Valor
<i>Índice de rugosidade</i>		J_r
a) Contacto entre as paredes de rochas das descontinuidades		
b) Contacto entre as paredes de rocha antes de 10 cm de escorregamento		
A	Juntas descontinuas	4
B	Descontinuidades rugosas, irregulares, onduladas	3
C	Descontinuidades suaves e onduladas	2
D	Descontinuidades polidas e onduladas	1.5
E	Descontinuidades rugosas ou irregulares, planas	1.5
F	Descontinuidades lisas, planas	1
G	Descontinuidades polidas, planas	0.5
c) Não há contacto entre as paredes de rocha no escorregamento		
H	Zona contendo minerais argilosos e suficientemente espessa de modo a impedir o contacto entre paredes	1.0
I	Zonas esmagadas contendo areias de modo a impedir o contacto entre paredes	1.0

Nota: 1. A descrições das alíneas a) e b) referem-se a escalas de amostragem de pequena e média dimensão, respectivamente; 2. adicionar 1.0 se o espaçamento médio da família de descontinuidades mais relevante for maior que 3 m; 3. J_r igual a 0.5 pode ser usado para descontinuidades polidas e planas contendo lineações, se essas lineações estiverem orientadas na direcção de menor resistência.

Tabela 3.13: Condições hidrogeológicas (Barton et al., 1974).

Descrição do parâmetro		Valor	
<i>Índice de fluxo de água</i>		J_w	Pressão de água aproximado (MPa)
A	Escavações secas ou caudal afluido pequeno, i.e., < 5l/min localmente	1	< 0.1
B	Caudal médio ou pressão elevada que ocasionalmente arraste o preenchimento das descontinuidades	0.66	0.1 a 0.25
C	Caudal médio ou pressão elevada em rochas competentes sem preenchimento	0.5	0.25 a 1
D	Caudal ou pressão elevada, com considerável arrastamento do preenchimento das descontinuidades	0.3	0.25 a 1
E	Caudal excecionalmente elevado ou pressão explosiva, decaindo com o tempo	0.2 a 0.1	> 1
F	Caudal excecionalmente elevado ou pressão contínua, sem decaimento	0.1 a 0.05	> 1

Nota: 1. Os factores nos casos C a F são estimados para condições naturais; o parâmetro J_w deverá ser aumentado caso sejam efectuados drenagens; 2. os problemas especiais relacionados com a formação de gelo não são considerados.

Tabela 3.14: Grau de alteração das descontinuidades (Barton et al., 1974).

Parâmetro		Valor	
<i>Índice de alteração</i>		J_a	ϕ_r (°)
a) contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
A	Paredes duras, compactas, preenchimentos impermeáveis	0.75	-
B	Paredes não alteradas, somente com leve descoloração	1	25 a 35
C	Paredes ligeiramente alteradas, com partículas arenosas e rochas desintegradas não brandas	2	25 a 30
D	Paredes com partículas silteosas ou areno-argilosas	3	20 a 25
E	Paredes com partículas de materiais moles ou de baixo ângulo de atrito	4	8 a 16
b) Contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades antes de 10 cm de escorregamento			
F	Paredes com partículas de areia e rochas desintegradas	4	25 a 30
G	Descontinuidades com preenchimento argiloso sobreconsolidado (contínuo, mas < 5 mm de espessura)	6	16 a 24
H	Descontinuidades com preenchimento argiloso subconsolidado (contínuo, mas < 5 mm de espessura)	8	12 a 16
I	Descontinuidades com enchimento argilo expansivo (contínuo, mas < 5 mm de espessura)	8 a 12	6 a 12
c) Não há contacto entre as paredes de rocha das descontinuidades			
J	Zonas ou bandas com rochas desintegradas ou esmagadas com argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	6, 8 ou 8 a 12	6 a 24
K	Zonas ou bandas silteosas ou areno-argilosas, com pequena fracção de argila	5	-
L	Zonas contínuas de argila (ver G, H e I para condições do material argiloso)	10, 13, 13 a 20	6 a 24

Nota: Os valores de ângulo de atrito residual (ϕ_r) devem considerar-se como um guia aproximado das propriedades mineralógicas dos produtos de alteração.

Do mesmo modo que outras correlações, existem tentativas de interligar a classificação de MR com outras classificações, nomeadamente com a de Bieniawski, como a apresentada por Pereira & Carvalho (1987):

$$MR = 0.95RMR + 5.4 \quad (3.2)$$



Figura 3.6: Peso do parâmetro de espaçamento de fracturas da classificação MR (adaptado de Pinto Cunha, 1991).

Tabela 3.15: Factor de redução de tensões, SRF (Barton et al., 1974).

Descrição do parâmetro		Valor
Stress Reduction Factor		SRF
a) Zonas de fraqueza intersectando as escavações, o que pode causar a descompressão do maciço rochoso durante a abertura destas		
A	Zonas de fraqueza frequentes, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente; maciço rochoso envolvente muito descomprimido (todas as profundidades)	10
B	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5
C	Zonas de fraqueza individuais, contendo argila ou rocha decomposta quimicamente (profundidades da escavação > 50 m)	2.5
D	Numerosas zonas de corte em rocha competente, sem argila; rocha envolvente descomprimida (todas as profundidades)	7.5
E	Zonas individuais de corte em rocha competente, sem argila (profundidades da escavação ≤ 50 m)	5
F	Zonas individuais de corte em rocha rígida, sem argila (profundidades da escavação > 50 m)	2.5
G	Juntas abertas, rocha muito fracturada e descomprimida (todas as profundidades)	5
b) Rocha competente, problemas de tensões na rocha		
H	Tensões baixas, próximo da superfície	2.5
I	Tensões médias	1
J	Tensões altas, estrutura rochosa muito fechada (usualmente favorável para a estabilidade; pode ser desfavorável para a estabilidade das paredes)	0.5 a 2
K	Explosões moderadas de rochas (rocha maciça)	5 a 10
L	Explosões intensas de rochas (rocha maciça)	10 a 20
c) Rocha esmagada: plastificação de rochas incompetentes sob a influência de altas pressões de rocha		
M	Pressão moderada da rocha esmagada	5 a 10
N	Pressão elevada da rocha esmagada	10 a 20
d) Rochas expansivas: actividade química expansiva devida à presença da água		
O	Pressão de expansão moderada	5 a 10
P	Pressão de expansão elevada	10 a 15

Nota: 1. Reduzir o índice SRF de 25 a 50 % se as zonas de corte influenciarem a escavação sem a atravessarem; 2. no caso de maciços rochosos contendo argila, é conveniente obter o índice SRF para as cargas de descompressão. A resistência da matriz rochosa é então pouco significativa, em maciços muito pouco fracturados e sem argila.

Tabela 3.16: Classes de maciço rochoso (adaptado de Pinto Cunha, 1991).

Classe	MR
I	80 a 100
II	60 a 80
III	50 a 60
IV	30 a 50
V	0 a 30

Tabela 3.17: Pesos dos parâmetros da classificação MR (adaptado de Pinto Cunha, 1991).

Sismetas de fracturas	Quatro ou mais famílias e fracturas aleatórias	Três famílias e fracturas aleatórias	Três famílias	Duas famílias e fracturas esparsas	Uma família e fracturas esparsas	Sem fracturas ou fracturas esparsas
Peso (P_i)	0	5	10	15	20	25
	Enchimentos argilosos contínuos moles	Enchimentos argilosos contínuos compactos; ou superfícies planas revestidas com minerais de baixo ângulo de atrito	Superfícies planas e enchimentos siltosos ou silto-arenosos	Superfícies lisas e planas, e paredes sãs, ou superfícies ásperas e paredes pouco alteradas	Superfícies ásperas e planas, e paredes sãs	Superfícies ásperas e irregulares, ou onduladas, ou descontínuas, e paredes sãs
Ângulo de resistência ao corte ϕ (°)	≤ 7.5	15	22.5	30	37.5	≥ 45
Peso (P_r)	0	7	14	21	28	35
Percolação de água	Enchimentos erodíveis: pressão = 10 kg/cm^2	Enchimentos erodíveis: pressão = 2.5 kg/cm^2	Enchimentos erodíveis: pressão = 1 kg/cm^2	Fracturas não erodíveis: pressão $\geq 10 \text{ kg/cm}^2$	Fracturas não erodíveis: pressão = 5 kg/cm^2	Maciço impermeável ou nível freático abaixo da soleira
Peso (P_p)	0	3	6	9	12	15

3.5 Índice GSI

Como parte do contínuo desenvolvimento e aplicação prática do critério de rotura desenvolvido por Hoek (1994) e Hoek-Brown (1988), assunto que será abordado no capítulo seguinte e que tem como finalidade estimar a resistência do maciço rochoso, Hoek et al. (1995) e Hoek (1994) propuseram o sistema de classificação GSI. O sistema foi proposto de forma a ultrapassar algumas deficiências que foram identificadas no sistema de classificação RMR quando aplicado na avaliação da resistência do maciço rochoso.

O índice GSI foi desenvolvido essencialmente como método para a avaliação das propriedades das descontinuidades do maciço rochoso, propriedades que influenciam a resistência e deformabilidade deste. Como ficará patente no capítulo seguinte, a resistência de um maciço rochoso composto por um conjunto de descontinuidades depende da estrutura dos blocos de rocha e da liberdade destes em deslizarem e rodarem entre si perante diferentes estados de tensão. Esta liberdade é controlada tanto pela forma dos blocos de rocha intacta como também pelas condições da superfície das descontinuidades (Hoek, 1994). O índice GSI tem em conta estas duas características do maciço rochoso, dividindo cada uma em cinco classes que, quando conjugadas com as propriedades da rocha intacta, pode ser utilizado para estimar a resistência do maciço rochoso em diferentes condições geológicas.

É apresentada pelas Figuras 3.7 e 3.8, uma matriz em forma de tabela que ao combinar cada uma das classificações torna possível fazer corresponder um valor para o índice GSI. A Figura 3.7 é aplicada para blocos de maciços rochosos, enquanto que a Figura 3.8 é aplicável para maciços rochosos heterogéneos como o *flysh*. É de referir que os maciços heterogéneos como o *flysh*, não serão considerados no âmbito do trabalho por se tratar de um caso particular da geotecnia, apenas é apresentado de forma ilustrativa para que não se fique com a percepção que o índice GSI é exclusivamente para rochas homogéneas.

É de referir que, caso o maciço apresente um espaçamento entre descontinuidades muito grande, comparado com as dimensões da obra, ou um conjunto de descontinuidades significativamente mais fraca que as outras, o índice GSI não deve ser aplicado e as descontinuidades devem ser tratadas individualmente. Isto resume-se ao facto do critério Hoek-Brown tratar o maciço rochoso como homogéneo e isotrópico e apenas dever ser considerado como tal quando existe um número suficientemente grande de descontinuidades próximas entre si, com condições de superfícies idênticas, que tornem possível a assumpção de um comportamento isotrópico. Por outro lado, quando o comportamento do maciço rochoso é controlado por uma ou duas descontinuidades, este é tratado como sendo anisotrópico, situação em que o índice GSI não se aplica. É apresentada pela Figura 3.9 a relação escala entre obra de talude ou fundação e as descontinuidades presentes no maciço rochoso.





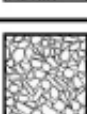

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)						
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced is water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.						
STRUCTURE		SURFACE CONDITIONS	DECREASING SURFACE QUALITY →			
	INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities	VERY GOOD Very rough, fresh unweathered surfaces				
	BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces				
	VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces				
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments				
	DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings				
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes					

Figura 3.7: Exemplo de obtenção do índice GSI baseado na estrutura e condição das descontinuidades (Marinos & Hoek, 2000).

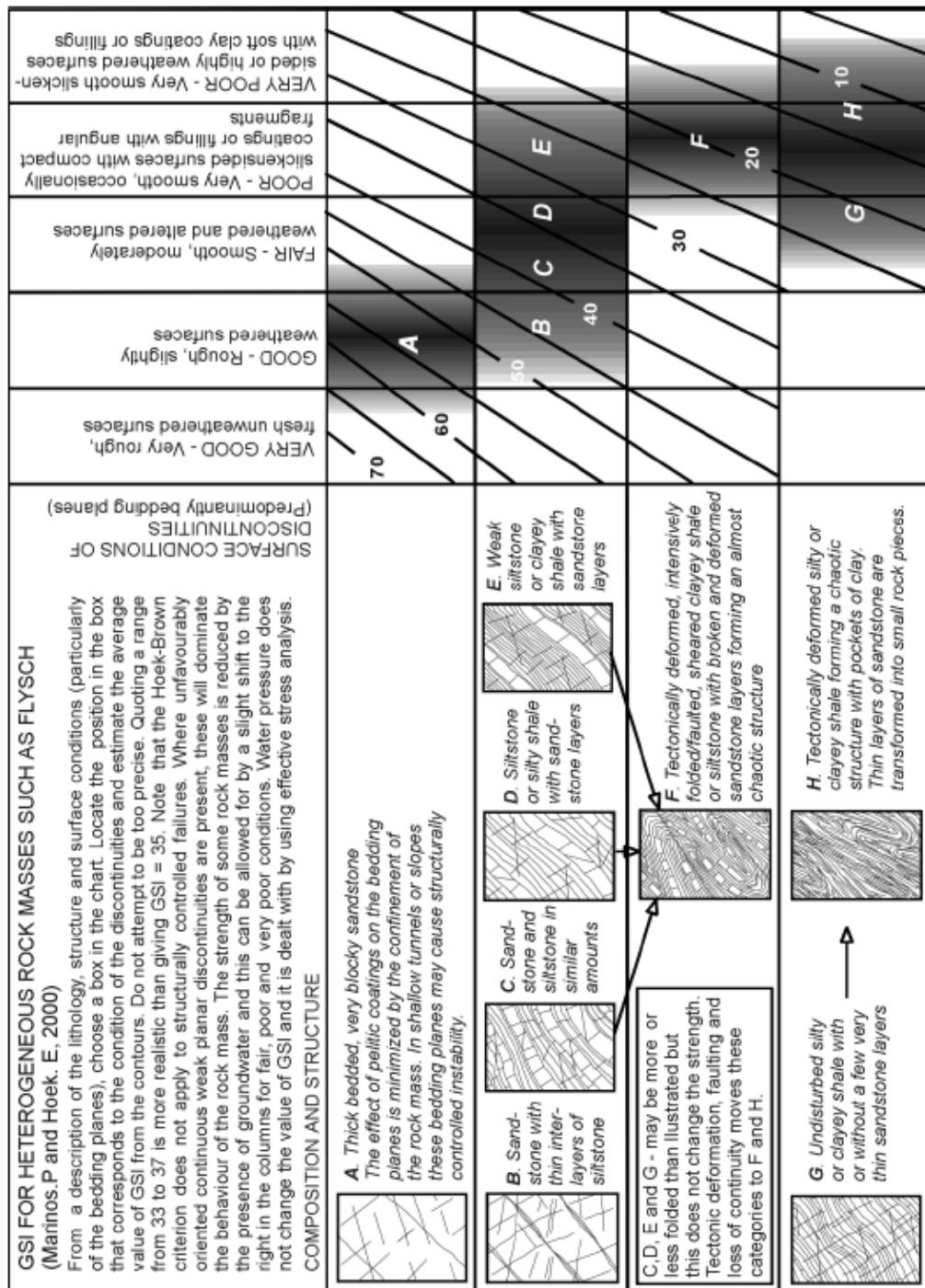
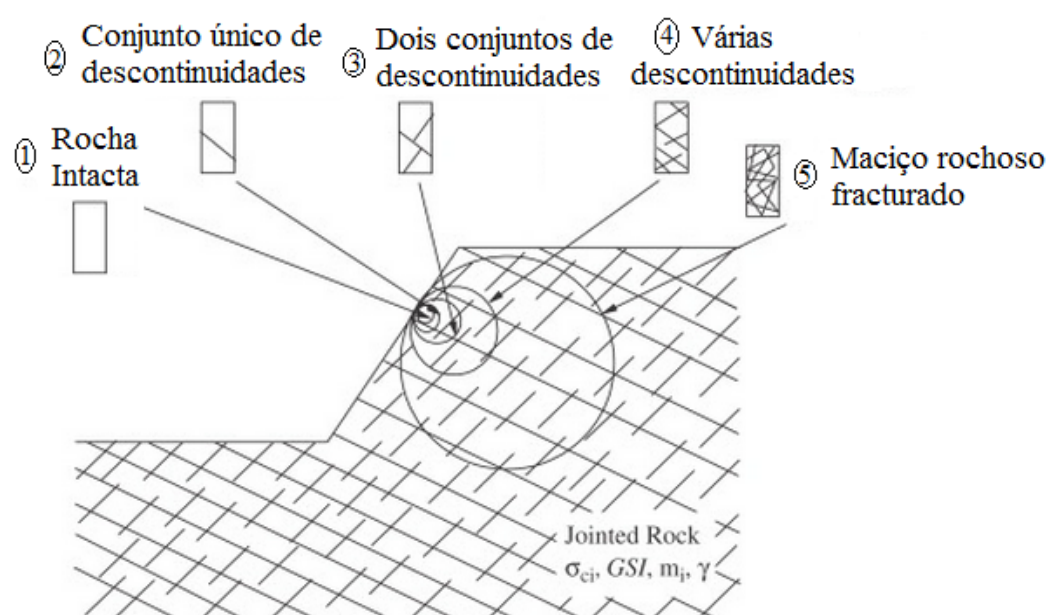
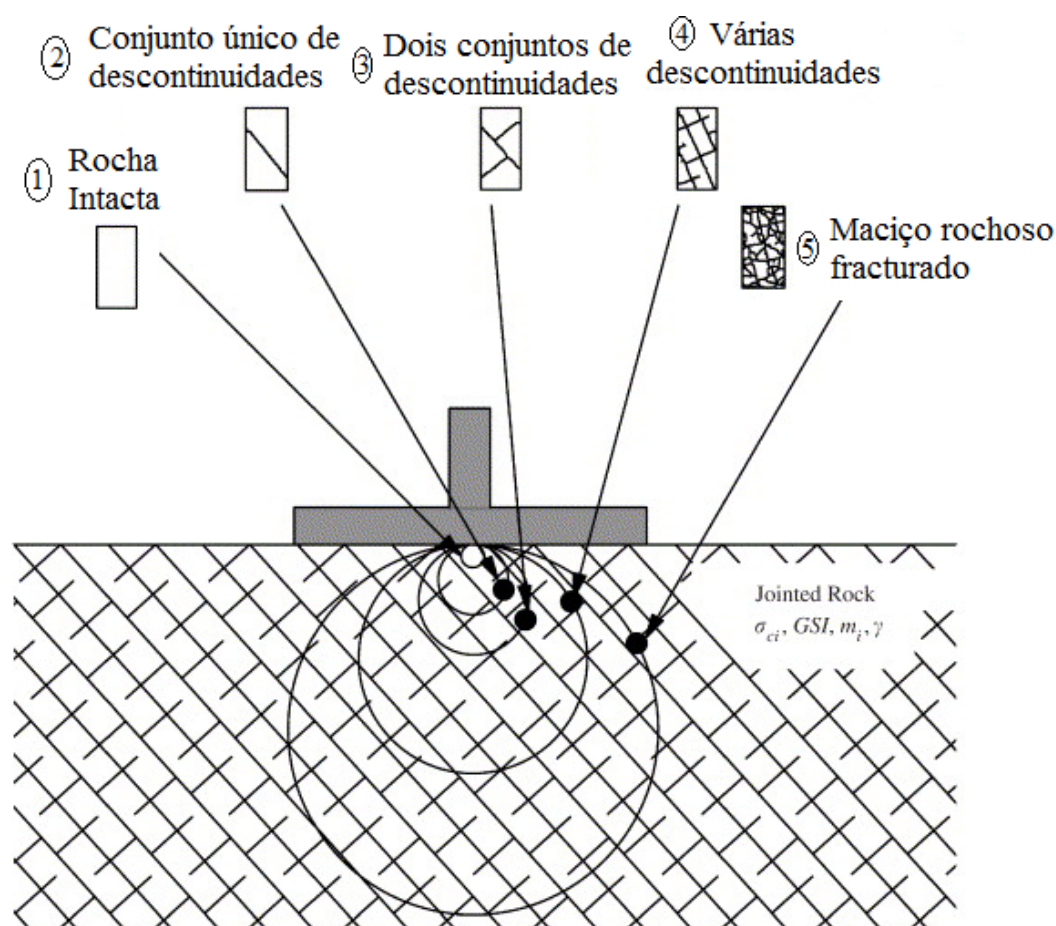


Figura 3.8: Exemplo da estimativa do índice GSI para maciços rochosos heterogêneos como o *flysh* (Marinos & Hoek, 2000).



(a)



(b)

Figura 3.9: Relação entre obra e descontinuidades do maciço rochoso: (a) taludes (adaptado de Li et al., 2008); (b) fundações (adaptado de Merifield et al., 2006).

Tem-se vindo a desenvolver métodos para estimar o índice GSI utilizando medidas que permitam quantificar a estrutura do maciço como as condições das descontinuidades, isto de forma a evitar segundas interpretações, levando a índices diferentes de GSI. Com isto, Sonmez & Ulusay (1999, 2002) desenvolveram um método para que isso fosse possível através da introdução de uma classificação estrutural SR, baseada no índice volumétrico, J_v proposto por Palmström (1982). Com base no índice volumétrico, é possível obter-se uma classificação estrutural do maciço rochoso, quantitativa, entre 0 a 100, crescente em qualidade, quantificada pela expressão:

$$SR = 79.8 - 17.5 \log_e(J_v) \quad (3.3)$$

No que se refere às condições das descontinuidades, foi introduzido a classificação SCR que é estimada a partir da rugosidade, estado de alteração e enchimento das descontinuidades, definido pelos três últimos parâmetros da Tabela 3.6, referente ao índice RMR. Com o somatório destas três propriedades é possível obter-se uma classificação que descreva as condições das descontinuidades entre 0 a 18, crescente em qualidade (Zhang, 2005). É apresentado pela Figura 3.10 a modificação da tabela do índice GSI utilizando o método desenvolvido por Sonmez & Ulusay (1999, 2002).

3.6 Inter-relação entre classificações

3.6.1 Inter-relação entre os sistemas RMR e Q

Algumas inter-relações entre as duas classificações mais utilizadas, RMR e Q, foram propostas ao longo dos anos por vários investigadores através da análise alguns casos práticos. Devido a ambas as classificações se basearem nos mesmos princípios é inevitável que estas se tornem altamente correlacionáveis. Correlações que podem ser benéficas caso seja necessário tirar partido de cada classificação quando a realização do projecto, podendo cada uma ser prevista com base na outra. Encontra-se na Tabela 3.18 algumas correlações propostas por alguns autores. Sendo que a correlação mais utilizada é a proposta por Bieniawski (1989), Jethwa et al. (1982).

Embora ambas as classificações se tenham baseado nos mesmos princípios, e apesar da vasta gama de correlações existentes, isto não as torna equivalentes. A razão para tal diferença é que cada sistema de classificação contabiliza o estado de tensão *in situ* e a resistência do maciço rochoso de forma diferente. O sistema RMR não considera o estado de tensão do maciço rochoso *in situ*, enquanto o sistema Q não considera directamente a orientação das descontinuidades e a resistência à compressão da rocha intacta. Como tal, Goel et al. (1996) desenvolveram uma correlação empírica entre RMR e Q introduzindo dois índices, RCR e N , expressos pelas equações 3.4.

$$RCR = 8 \ln N + 30 \quad (3.4a)$$

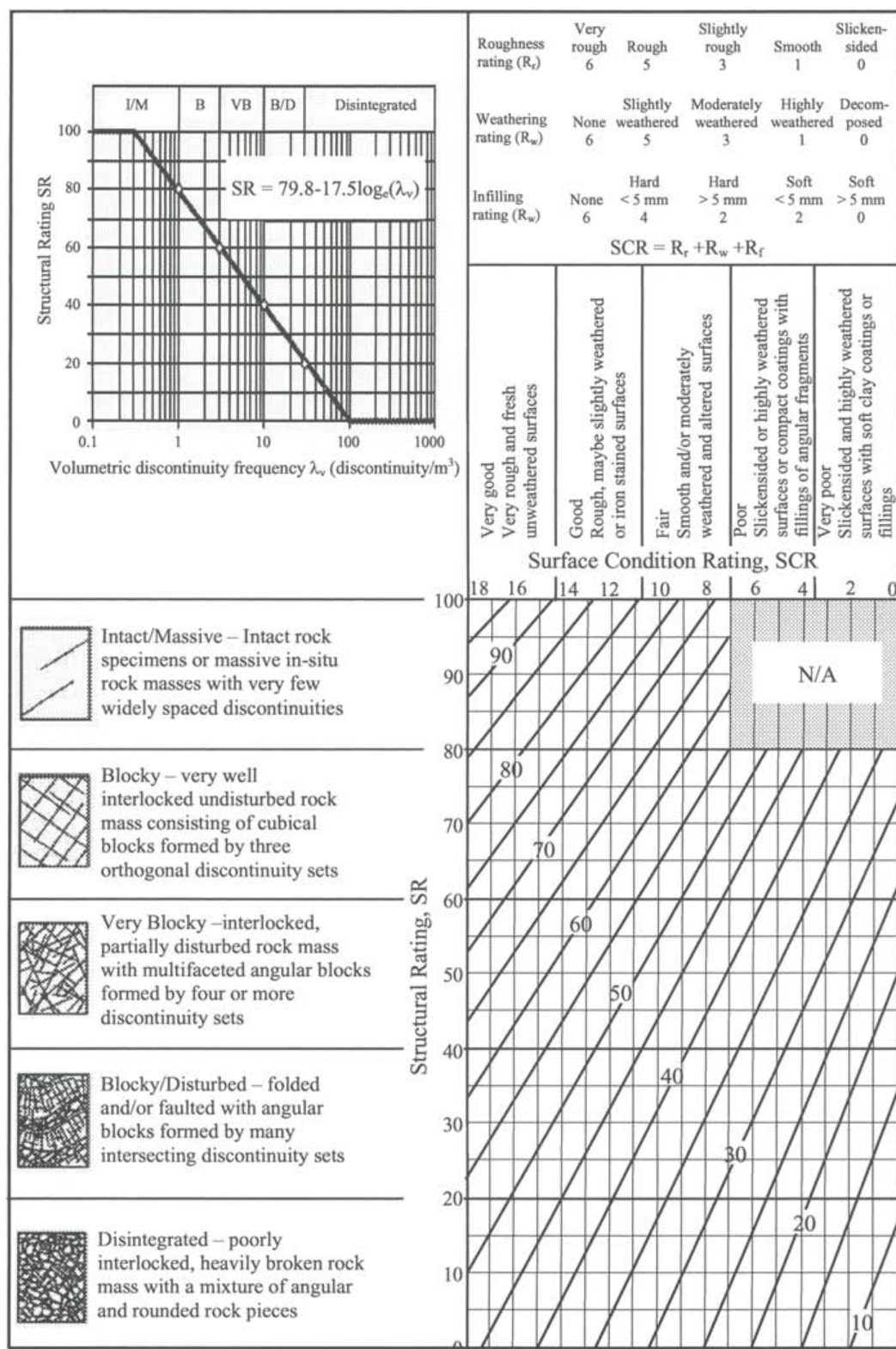


Figura 3.10: Exemplo da estimativa do índice GSI para maciços rochosos segundo Sonmez & Ulusay (1999, 2002).

Tabela 3.18: Correlações entre classificações RMR e Q (Zhang, 2005).

Correlação	Referência
$RMR = 9,0 \ln Q + 44$	Bieniawski (1976), Jethwa et al. (1982)
$RMR = 5,9 \ln Q + 43$	Rutledge & Preston (1978)
$RMR = 5,4 \ln Q + 55$	Moreno (1980)
$RMR = 4,6 \ln Q + 56$	Cameron-Clarke & Budavari (1981)
$RMR = 5,0 \ln Q + 61$	
$RMR = 10,5 \ln Q + 42$	Abade et al. (1984)
$RMR = 8,7 \ln Q + 38$	Kaiser et al. (1986)
$RMR = 9,1 \ln Q + 45$	Trunk & Hömisch (1990)
$RMR = 7,0 \ln Q + 41$	El-Naqa (1994)
$RMR = 7,0 \ln Q + 44$	
$RMR = 15 \ln Q + 50$	Barton (1995)

$$N = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} J_w \quad (3.4b)$$

O surgimento destes dois índices de classificação, aconteceu através do desenvolvimento dos sistemas de classificação RMR e Q, devido à dificuldade de estimar alguns parâmetros referentes às outras classificações. O índice N, é determinado pelo sistema Q em que o coeficiente que define o estado de tensão em profundidade, SFR, é considerado igual a 1. Tal abordagem tornou-se necessária devido à dificuldade de estimar o parâmetro SRF. O índice N é definido pela equação 3.4b.

Por sua vez, o índice RCR é definido pelo sistema RMR onde a orientação das descontinuidades e a resistência da rocha intacta não são considerados. Isto deve-se à dificuldade em determinar a resistência da rocha intacta no local, sendo necessário recorrer-se a vários ensaios que permitam tal determinação. A estimativa deste é efectuado por correlação com o índice N através da equação 3.4a.

Assim sendo, através da utilização destes índices, N e RCR, onde não são contabilizados os parâmetros mais difíceis de determinação, é possível proceder à estimativa do índice RMR, através da correlação descrita por 3.5.

$$RMR = RCR + (A + B) \quad (3.5)$$

onde A refere-se ao peso devido a σ_{ci} e B corresponde ao reajustamento da orientação das descontinuidades.

3.6.2 Inter-relação entre GSI, RMR e Q

É possível ainda a determinação do índice GSI com base nas classificações RMR e Q, como apresenta Hoek & Brown (1997). Em primeiro lugar, provou-se não

ser de confiança a determinação do índice GSI, através da classificação RMR, especialmente para casos de maciços rochosos de fraca qualidade ou para rochas com algumas particularidades litológicas que não são representadas pelo RMR. Contudo, a sua correlação é possível tendo em conta algumas condições, tais como:

- assumir que o maciço rochoso se encontra completamente seco, atribuindo um peso de 10 ou 15 referente à influência da água, para a classificação de 1979 e 1989 respectivamente;
- a orientação das descontinuidades é assumida como muito favorável, sendo que o parâmetro que traduz a influência do *strike* é zero.

Com isto, a determinação do índice GSI por correlação com o RMR apenas pode ser aplicado para valores de RMR 18 ou 23 dependendo da revisão a utilizar (1979, 1989), isto porque assumindo os pressupostos referidos anteriormente, os valores mínimos que estes tomam é de 18 ou 23, validando assim a debilidade desta relação para maciços de fraca qualidade. As relações são então apresentadas da seguinte forma:

$$GSI = RMR_{79} \quad (3.6)$$

$$GSI = RMR_{89} - 5 \quad (3.7)$$

aqui o índice RMR_{79} corresponde à classificação de Bieniawski (1979) e RMR_{89} refere-se à última actualização efectuada por Bieniawski (1989).

Por último, a determinação do índice GSI, através da classificação Q, apresenta maiores benefícios, pois pode ser utilizada com maior frequência e com maior confiança, especialmente para maciços de fraca qualidade ($RMR \leq 18$ ou 23). Esta é indicada pela equação 3.8.

$$GSI = 9 \ln Q' + 44 \quad (3.8)$$

em que Q' é representado pelo índice Q, ajustando o coeficiente referente ao estado de tensão do maciço, $J_w/SFR = 1$.

Capítulo 4

Comportamento mecânico de maciços rochosos

4.1 Introdução

Ao longo das últimas décadas presenciou-se uma grande evolução no campo da engenharia, com especial particularidade na aplicação de *softwares*, especificamente no caso da geotecnia, que permitam analisar o estado de tensão instalado, condições de estabilidade das estruturas geotécnicas bem como problemas relacionados com essas mesmas estruturas. Contudo, de forma que seja possível efectuar um correcto dimensionamento da estrutura, contabilizando os riscos inerentes à construção, os níveis de segurança e das consequências de um possível colapso, uma selecção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser levada a cabo, de forma que essa análise seja fiável e realizável. A selecção dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos para o dimensionamento, definindo assim, as propriedades dos terrenos, é um processo crucial das metodologias semi-probabilísticas de avaliação da segurança (Miranda et al., 2006).

Segundo o EC7 (2010), “A escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em resultados e em valores deduzidos obtidos de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência bem estabelecida.”. Porém, o EC7 diz também que o valor característico dum parâmetro deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor médio que esse mesmo valor pode tomar, segundo os ensaios realizados. Com isto, o EC7 permite a utilização de métodos estatísticos para a escolha dos valores característicos das propriedades do terreno, desde que tais métodos tenham em conta um conhecimento *a priori* da experiência comparável com as propriedades do terreno a considerar. Concluindo, para a obtenção dos parâmetros de resistência do maciço rochoso é possível a utilização de metodologias empíricas desde que tais métodos apresentem resultados fidedignos do comportamento mecânico do maciço em estudo.

Neste trabalho, dá-se especial atenção à mais recente actualização do critério de rotura com maior utilização no domínio da mecânica das rochas. Nomeadamente, o critério de rotura Hoek-Brown, de forma a caracterizar a resistência do maciço rochoso. O critério aqui referido pode ser descrito através da tangente de rotura Mohr-Coulomb, na qual a resistência ao corte é descrita em termos de ângulo de atrito e coesão, podendo-se encontrar o método de determinação destes no presente trabalho.

Apesar de ser largamente utilizado, este critério não contempla satisfatoriamente a totalidade dos maciços rochosos. Assim, e para colmatar esta deficiência, apresenta-se também a metodologia proposta por Douglas (2002). Nesta dissertação descrevem-se as metodologias para obtenção dos parâmetros necessários para caracterizar o comportamento mecânico do maciço rochoso perante obras de taludes e fundações, tais como:

- resistência à compressão do maciço rochoso, σ_{cm} - utilizado na avaliação da capacidade de suporte de fundações superficiais, utilizado indirectamente na análise de estabilidade de taludes e fundações na obtenção de parâmetros resistentes;
- resistência à tracção, σ_t - no estudo de roturas devido a aberturas de fendas e por flexão;
- resistência à compressão da rocha intacta, σ_{ci} - apresentado no ponto 2.3 e 2.4 é aplicado como parâmetro de correlações empíricas que permitem conhecer estados de tensão e parâmetros de resistência do maciço rochoso;
- resistência ao corte, τ , descrito pelos parâmetros de coesão, c , e ângulo de atrito, ϕ - resistência ao corte na interface entre estrutura e material de fundação e na estabilidade de deslizamento de blocos;
- módulo de deformabilidade, E - importante na estimativa de assentamentos e deformações, tanto em fundações como em taludes.

4.2 Critério de rotura de Hoek-Brown

Hoek e Brown em 1980 propuseram uma relação entre as tensões principais máximas e mínimas de forma a determinar a rotura da rocha intacta. O critério original é o um critério empírico desenvolvido através das trajectórias de tensões em ensaios triaxiais. Este critério desenvolvido de forma a estimar valores de resistência de corte do maciço rochoso teve como ponto de partida o critério desenvolvido por Griffith (1921) em que os autores ajustaram, de forma iterativa, um variado número de curvas parabólicas que se mostrassem sobrepor de forma mais adequada ao critério desenvolvido por Griffith. Através da envolvente de rotura Hoek-Brown em termos de tensões principais, apresentada pela Figura 4.1, é possível traduzir o critério pela expressão 4.1 (Edelbro, 2003):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (4.1)$$

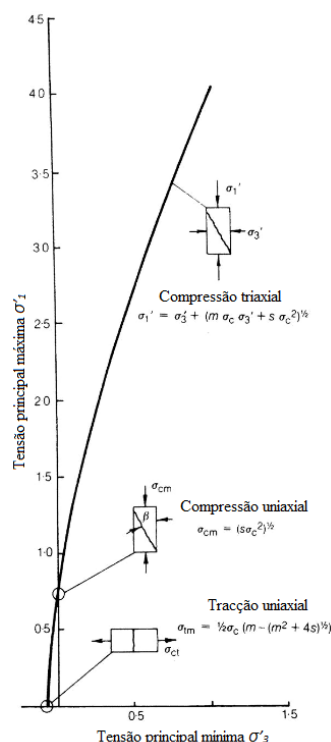


Figura 4.1: Envolvente de rotura Hoek-Brown (adaptado de Hoek, 1983).

em que σ'_1 e σ'_3 são tensões efectivas axiais e de confinamento na rotura, respectivamente, e m_i a constante que define as propriedades da rocha intacta, obtido pela Tabela 4.1. A resistência à compressão simples da rocha intacta, σ_{ci} , é obtido com a utilização de ensaios laboratoriais e *in situ*, descritos nos pontos 2.3 e 2.4 deste documento. Recapitulando, a relação entre tensões efectivas principais na rotura pode ser definida por dois parâmetros considerados fundamentais:

- A resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, σ_{ci}
- Constante m_i

Note-se pela Figura 4.1, que o critério de rotura, inicialmente proposto por Hoek & Brown (1980), apresenta uma forma curva na zona de tensões de tração, enquanto que para zonas de tensões mais elevadas o ângulo de atrito decresce e a coesão aparente sobe.

À medida que um maior número de problemas práticos era abordado, o critério de rotura original sofreu contínuas revisões, de forma a que este pudesse ser aplicado a problemas de engenharia que o método original não considerava (Hoek, 1983, Hoek & Brown, 1988). Uma das primeiras actualizações ao critério foi a determinação das propriedades do maciço rochoso através das classificações geomecânicas, nomeadamente a classificação RMR proposta por Bieniawski (1989). Contudo, essa actualização levou à introdução de dois conceitos, o

Tabela 4.1: Valores da constante m_i de acordo com Miranda (2003).

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Sedimentar	Clástica		Comglomerado (22)	Arenito 19	Silito 9	Argilito 4
			Grauvaque (18)			
	Não-Clástica	Orgânico	Giz (18) Carvão (8 - 21)			
		Carbonatado	Bréchia (20)	Calcário compacto (10)	Calcário grosseiro 8	
		Químico		Gesso 16	Anidrite 13	
Metamórfica	Não-Foliada		Mármore 9	Corneana (19)	Quartzite 24	
	Ligeiramente Foliada		Migmatito (30)	Anfibolite 31	Milonite (6)	
	Foliada *		Gnaiss 33	Xisto (10)	Filite (10)	Ardósia 9
Ígnea	Clara		Granito 33		Riolite (16)	Obsidiana (19)
			Granodiorito (30)		Dacite (17)	
			Diorito (28)		Andesite 19	
	Escura		Gabro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
	Tipo piroclástica extrusiva		Aglomerado (20)	Brechia (18)	Tufo (15)	

Nota: i) os valores entre parênteses são estimados; ii) os valores assinalados com (*) são para amostras de rocha ensaiadas numa direcção normal à estratificação ou foliação; iii) os valores de m_i serão significativamente diferentes se ocorrer rotura ao longo de superfícies de baixa resistência.

de maciço rochoso “perturbado” e “não perturbado”. Dado que o grau de descompressão em obras subterrâneas é significativamente diferente do grau que ocorre em taludes ou fundações, foi imperativo o surgimento da categoria “não perturbado” (Hoek & Brown, 1988). Após as várias actualizações ao critério, esta resultou na generalização da expressão anterior, sendo a versão mais actualizada descrita em Hoek et al. (1995) e dada pela equação 4.2.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (4.2)$$

onde m_b é o valor reduzido do parâmetro m_i e os parâmetros s e a dependem das características do maciço rochoso.

O método de determinação das constantes do maciço rochoso (m_b , s e a) é efectuado através de métodos de observação simples e expeditos como as classificações geomecânicas do maciço. No entanto, as classificações já existentes não abrangiam a maioria dos maciços rochosos, nomeadamente os de fraca qualidade, dado que foi necessário o desenvolvimento de uma nova classificação geomecânica, designadamente o índice GSI (Hoek et al., 1992). Após a definição do valor do índice GSI, em que a sua obtenção é definida no capítulo anterior, é possível a determinação dos parâmetros que definem o critério de rotura de Hoek Brown através das expressões 4.3, propostas em Hoek et al. (2002):

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (4.3a)$$

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (4.3b)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad (4.3c)$$

O factor D aqui introduzido constitui o grau de perturbação do maciço devido a processos de escavação realizados com recurso a explosivos, podendo este variar entre 0, para maciços rochosos não perturbados, e 1 para maciços rochosos extremamente perturbados. Baseado em cinco referências (Sjöberg & Sharp, 2001, Pierce et al., 2001, Loris & Varona, 2001, Sonmez & Ulusay, 1999, Cheng & Liu, 1990), foram definidas directrizes para a determinação do factor D , que são apresentadas pela Tabela A.1, em anexo.

O valor dos parâmetros que definem as propriedades do maciço rochoso, m_b , s e a , pode ainda ser estimado unicamente através das classificações geomecânicas e das propriedades da rocha intacta, não contabilizando a influência do factor de perturbação D . Apresentam-se pelas equações 4.4, 4.5 e 4.6, alternativas propostas por Hoek & Brown (1997) para determinar o valor dos parâmetros que definem as propriedades do maciço rochoso:

$$m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI - 100}{28} \right)} \quad (4.4)$$

Neste caso, para valores de $GSI > 25$, o critério Hoek-Brown é aplicável com:

$$s = e^{\left(\frac{GSI - 100}{9} \right)}; \quad \text{com} \quad a = 0.5 \quad (4.5)$$

Para valores de $GSI < 25$, i.e., maciços rochosos de fraca qualidade, o critério é aplicado com:

$$s = 0; \quad \text{com} \quad a = 0.65 - \frac{GSI}{200} \quad (4.6)$$

É de salientar que foram apresentados no capítulo anterior possíveis correlações com outras classificações que traduzem a qualidade do maciço para a determinação do índice *GSI*, nomeadamente a classificação de Bieniawski (1979, 1989), como a proposta por Barton et al. (1974).

Como é possível constatar, a classificação geomecânica *GSI* é de extrema importância, sendo um complemento do critério de rotura generalizado como modo de determinação de parâmetros característicos do maciço rochoso. Outro método de o determinar é através da Tabela A.2, onde os parâmetros característicos dos maciços rochosos não perturbados, nomeadamente as constantes m_b/m_i , s , a , módulo de deformabilidade do maciço, E_m , e coeficiente de Poisson, ν , são estimados através dos princípios descritos pelo índice *GSI*, com base na estrutura do maciço rochoso e das condições das descontinuidades (Sjöberg, 1997). É ainda possível aferir a resistência à compressão do maciço rochoso, substituindo na equação 4.2 $\sigma'_3 = 0$, como também a resistência à tracção, substituindo $\sigma'_1 = \sigma'_3 = \sigma_t$ na equação 4.2, obtendo assim as equações 4.7a e 4.7b para a resistência à compressão e de tracção do maciço rochoso respectivamente:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}s^a; \quad (4.7a)$$

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (4.7b)$$

As expressões que relacionam as tensões normais e de corte com as tensões principais, inicialmente apresentadas por Balmer (1952) e revistas por Hoek et al. (2002), são descritas na forma:

$$\sigma'_n = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} - \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \cdot \frac{d\sigma'_1/d\sigma'_3 - 1}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (4.8a)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \cdot \frac{\sqrt{d\sigma'_1/d\sigma'_3}}{d\sigma'_1/d\sigma'_3 + 1} \quad (4.8b)$$

em que,

$$s\sigma'_1/d\sigma'_3 = 1 + am_b(m_b\sigma'_3/\sigma_{ci} + s)^{a-1} \quad (4.8c)$$

Concluindo: para que a aplicação do critério de rotura Hoek-Brown na estimativa de valores de resistência do maciço rochoso seja possível, é necessário o conhecimento de três propriedades preponderantes do maciço rochoso, tais como:

1. resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, σ_{ci} ;
2. constante que define as propriedades da rocha intacta, m_i ;
3. valor do índice *GSI* para o maciço rochoso.

Note-se que o critério de rotura Hoek-Brown assume que a rocha e o maciço rochoso se comportam como um material isotrópico, não devendo a sua aplicação ser efectuada quando o tamanho dos blocos é da mesma ordem de grandeza da obra a realizar, ou até quando a rotura é controlada por uma família de descontinuidades menos resistentes (ver Figura 3.9). Nestes casos particulares, a estabilidade deve ser analisada considerando mecanismos de rotura envolvendo deslizamento ou rotação de blocos e cunhas (Miranda, 2003).

4.3 Critério de rotura de Hoek-Brown modificado por Douglas

Apesar da vasta utilização do critério de rotura apresentado por Hoek et al. (2002), principalmente devido a escassez de critérios de rotura fiáveis, este critério apresenta algumas limitações que devem ser consideradas. Na sua mais recente formulação, o critério não prevê adequadamente a resistência do maciço na transição de rocha intacta para o maciço desintegrado, não sendo por sua vez aplicável a rochas muito brandas. Adicionalmente, o mesmo critério não é adequado para a modelação do comportamento da rocha intacta quando esta se encontra sujeita a baixos níveis de confinamento. Estas limitações apresentadas são, em geral, ignoradas, o que leva à incorrecta aplicação a alguns tipos de rocha (Miranda et al., 2006).

Por conseguinte, Douglas (2002) apresentou novas expressões para a avaliação da resistência do maciço rochoso, colmatando algumas deficiências no comportamento de alguns tipos de rocha que o critério Hoek-Brown não contemplava. Tendo como base uma extensa base de dados, e tendo em conta as limitações apresentadas, Douglas (2002) apresentou um critério de Hoek-Brown modificado com a seguinte formulação:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(\frac{m_i \sigma'_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^a; \quad \text{para } \sigma'_3 > -\sigma_{ci}/m_i \quad (4.9)$$

e,

$$\sigma'_1 = \sigma'_3; \quad \text{para } \sigma'_3 \leq -\sigma_{ci}/m_i \quad (4.10)$$

Com a utilização deste critério, é possível obter uma previsão da resistência à compressão uniaxial e à tracção do maciço rochoso mais fiável. Na Figura 4.2, apresenta-se uma correlação entre estas duas grandezas obtidas para formações graníticas da região norte do país, seguindo-se a sua formulação pela equação 4.11. É de referir que esta correlação, obtida através de 40 amostras, apresenta um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,93 (Miranda et al., 2006).

$$\sigma_t = 0.062\sigma_{cm} \quad (4.11)$$

Em que a resistência à compressão é conseguida através da equação 4.7a, em conjugação com a expressão 4.12, sendo esta última uma relação entre as constantes a e m_i que levam a uma previsão dos parâmetros de resistência com maior qualidade.

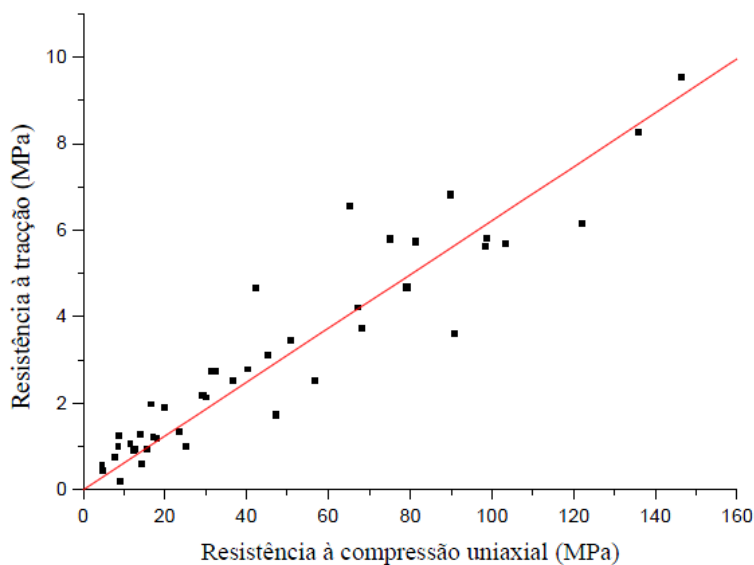


Figura 4.2: Correlação entre resistência à compressão uniaxial e a resistência à tracção para as formações graníticas da região norte de Portugal (Miranda, 2003).

$$a_i \approx 0.4 + \frac{1.2}{1 + \exp\left(\frac{m_i}{7}\right)} \quad (4.12)$$

Douglas (2002) obteve igualmente novas expressões para a determinação dos parâmetros das propriedades do maciço rochoso para a aplicação do critério geral de Hoek-Brown através da análise de ensaios triaxiais. Estas expressões permitem que o critério seja aplicável a maciços de muito má qualidade:

$$m_b = \max \left\{ \frac{m_i \frac{GSI}{100}}{2.5} \right\} \quad (4.13a)$$

$$s = \min \left\{ \frac{\exp\left(\frac{GSI-85}{15}\right)}{1} \right\} \quad (4.13b)$$

$$a_b = a_i + (0.9 - a_i) \exp\left(\frac{75 - 30m_b}{m_i}\right) \quad (4.13c)$$

4.4 Parâmetros de resistência

Posteriormente, e devido ao facto de grande parte dos programas de cálculo de engenharia relacionados com a Geotecnia serem descritos através de parâmetros de resistência Mohr-Coulumb, torna-se necessário determinar parâmetros equivalentes do critério Mohr-Coulumb através do critério Hoek-Brown, nomeadamente coesão, ângulo de atrito, resistência ao corte e resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso (Hoek, 1990). Estes últimos assumem grande importância na estabilidade de taludes e fundações.

Neste ponto do documento são apresentadas duas metodologias de forma a determinar os parâmetros de resistência equivalentes Mohr-Coulomb, tendo em atenção as duas obras em questão, assim como algumas correlações indicadas na bibliografia para a determinação da resistência à compressão do maciço rochoso. No que se refere ao parâmetros Mohr-Coulomb equivalentes, descreve-se em primeiro lugar a metodologia desenvolvida por Hoek et al. (2002), que pode ser aplicada à gama de tensões expectáveis numa obra em talude. Posteriormente, e devido à falta de estudos no que respeita à gama de tensões previstas numa obra de fundações, é apresentada a metodologia inicialmente proposta por Hoek (1983), podendo ser aplicável também a taludes.

É de referir que o processo para a determinação de parâmetros de resistência Mohr-Coulomb equivalentes é efectuado através do ajustamento de uma relação linear da curva gerada pela resolução da equação 4.2, definida pelo critério Hoek-Brown generalizado. Este é nada mais que iterativo, ajustando-se uma recta à curva gerada pela aplicação do critério Hoek-Brown, acima ou abaixo do critério de Mohr-Coulomb para a gama de tensões expectáveis para a obra em análise, tal como é apresentado na Figura 4.3 (Hoek et al., 2002).

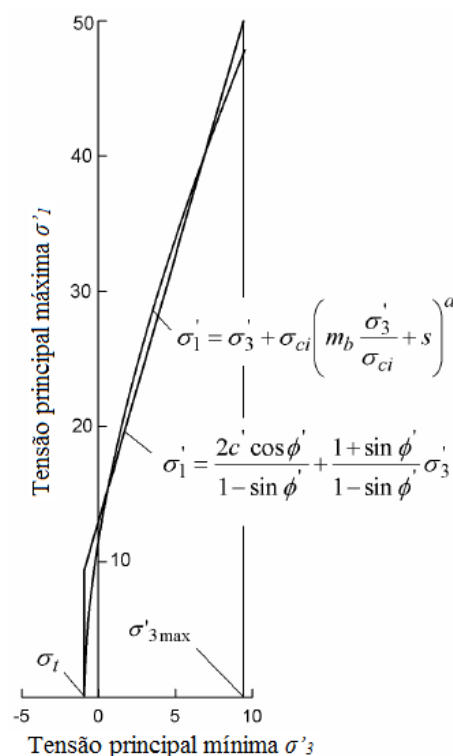


Figura 4.3: Relação entre as tensões principais máximas e mínimas para o critério Hoek-Brown e a equivalente Mohr-Coulomb (Hoek et al., 2002).

Metodologia proposta por Hoek et al. (2002)

Especificamente, nesta metodologia, a relação linear da curva na determinação dos parâmetros de resistência do maciço é efectuada para uma gama de tensões de confinamento que deve estar compreendida entre $\sigma_{t,\max} < \sigma'_3 < \sigma'_{3\max}$, como definido pela Figura 4.3. O valor de $\sigma'_{3\max}$ define o limite superior da tensão de confinamento na qual a relação entre Hoek-Brown e Mohr-Coulomb é considerada e deve ser determinada para cada caso específico. Através do processo de ajuste mencionado, os parâmetros equivalentes de ângulo de atrito, ϕ' , e a coesão, c' , são obtidos pelas equações 4.14 e 4.15.

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (4.14)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (4.15)$$

onde $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3\max}/\sigma_{ci}$

O valor de $\sigma'_{3\max}$, no caso de obras tipo taludes em maciços rochosos, deve ser determinado utilizando a expressão 4.16.

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91} \quad (4.16)$$

em que σ'_{cm} é a resistência do maciço rochoso definido pela equação 4.17, γ é o peso volúmico do maciço rochoso e H é a altura do talude.

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b/4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad (4.17)$$

A resistência ao corte, τ , para uma dada tensão normal, σ'_n , é definida através da substituição dos valores de c' e ϕ' na equação que descreve a envolvente de rotura Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \quad (4.18)$$

A envolvente de rotura equivalente pode ser descrita em termos de tensões principais efectivas, como demonstra a Figura 4.3 e é definida por:

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_3 \quad (4.19)$$

Metodologia proposta por Hoek (1983)

Como foi referido, ainda não foi efectuado um estudo mais pormenorizado, relativo à determinação do valor de $\sigma'_{3\max}$ para obras de fundações assentes em maciços rochosos. Como tal, apresenta-se a seguinte metodologia de forma a determinar parâmetros de resistência equivalentes Mohr-Coulomb.

A metodologia aqui descrita é realizada de forma empírica através da observação de resultados, não apresentando qualquer relação entre as constantes empíricas e as características físicas da rocha. Justifica-se a escolha deste critério, pela adequabilidade das estimativas previstas da rocha com o seu comportamento, assim como a sua aplicação numa vasta gama de problemas de engenharia (Hoek, 1983). O valor de ângulo de atrito, ϕ' , é a inclinação da tangente da envolvente de rotura Mohr-Coulomb como demonstra a Figura 4.4 e é dado pela expressão:

$$\phi' = \arctan \left[\frac{1}{(4h \cos^2 \theta - 1)^{1/2}} \right] \quad (4.20)$$

onde;

$$h = 1 + \frac{16(m_i \sigma'_n + s \sigma_{ci})}{3m^2 \sigma_{ci}} \quad (4.21)$$

em que σ'_n é a tensão efectiva normal e;

$$\theta = \frac{1}{3} \left\{ 90 + \arctan \left[\frac{1}{(h-1)^{1/2}} \right] \right\} \quad (4.22)$$

O valor da coesão, c' é representado na Figura 4.4 pela intersecção da linha definida pelo ângulo de atrito com o eixo de resistência ao corte, dado por:

$$c' = \tau - \sigma' \tan \phi' \quad (4.23)$$

A resistência ao corte, dada pela curva da envolvente de rotura Mohr-Coulomb, é dada por:

$$\tau = (\cot \phi' - \cos \phi') \frac{m_i \sigma_{ci}}{8} \quad (4.24)$$

Ainda através da envolvente Mohr-Coulomb da Figura 4.4, é possível ficar a conhecer a inclinação da superfície de rotura do maciço rochoso numa obra tipo talude, definido por ψ_p e dado por:

$$\psi_p = 45 - \frac{1}{2} \phi' \quad (4.25)$$

Outro método alternativo de ficar a conhecer a inclinação da superfície de rotura é através das tensões principais máximas e mínimas e foi determinado por Hoek & Brown (1980) pela expressão:

$$\psi_p = \frac{1}{2} \arcsin \frac{\tau_m}{\tau_m + m \sigma_{ci}/8} (1 + m \sigma_{ci}/4 \tau_m)^{1/2} \quad (4.26)$$

em que τ_m é a resistência ao corte do maciço rochoso, expresso em termo das tensões principais utilizando a expressão:

$$\tau_m = \frac{1}{2} (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad (4.27)$$

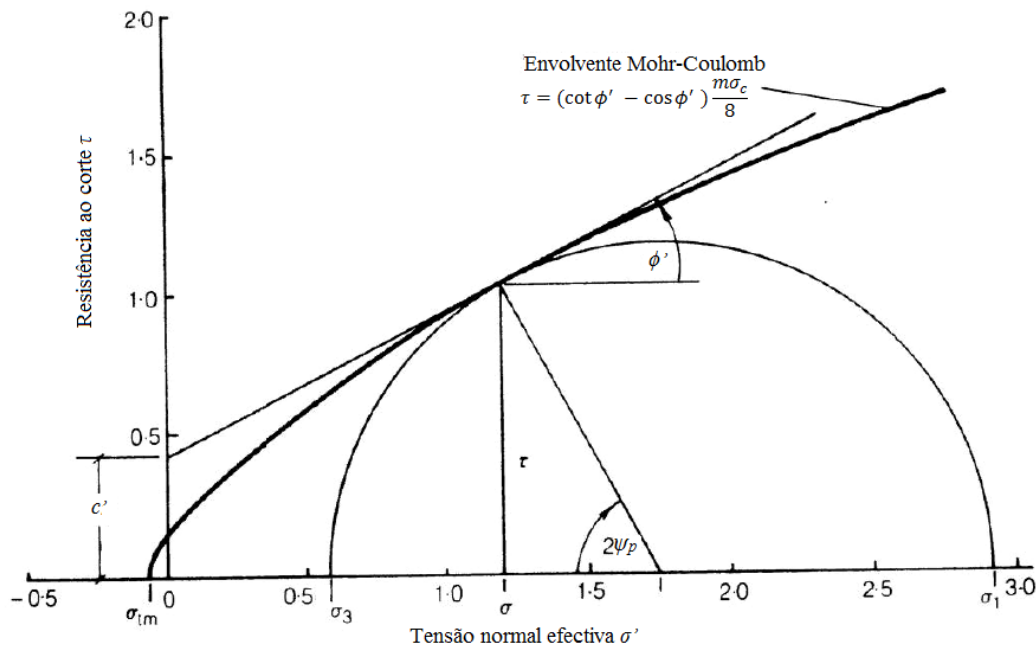


Figura 4.4: Envolvente de ruptura Mohr-Coulomb equivalente (adaptado de Hoek, 1983)

Com a análise da envolvente de ruptura equivalente Mohr-Coulomb, apercebe-se que, para valores de tensão normal baixos, devido à boa interligação dos blocos de rocha, o ângulo de atrito é alto. Por outro lado, quando as tensões normais atingem valores maiores, essas ligações internas da rocha começam a quebrar-se, resultando numa diminuição do ângulo de atrito do maciço rochoso. Contrariamente, a coesão aumenta progressivamente com a tensão normal, como resultado da maior tensão de confinamento (Hoek, 1983). Chama-se a atenção, no que se refere às obras em estudo, que o campo de tensões esperado encontra-se no troço inicial da envolvente de ruptura, como tal, é normal que a recta equivalente seja de declive elevado.

Hoek et al. (1998), apresentaram a evolução entre parâmetros de resistência Mohr-Coulomb com o índice GSI. Com isto, Hoek et al. (1998) apresentam outra via na determinação de parâmetros de resistência Mohr-Coulomb equivalentes através da Figura 4.5. Estas curvas foram baseadas em resultados/estimativas da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, intervalos das propriedades do material (m_i) e valores de GSI atribuídos a cada tipo de rocha.

Resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso

Um dos parâmetros essenciais para avaliar o comportamento do maciço rochoso é a resistência à compressão uniaxial do próprio. Este pode ser estimado através de correlações empíricas em função das classificações geomecânicas e da

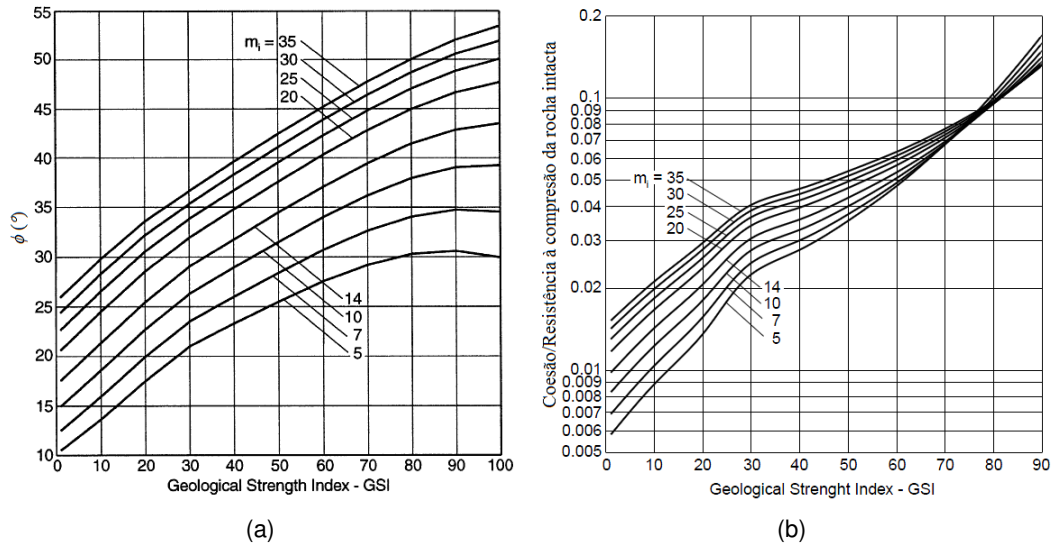


Figura 4.5: Estimativa dos parâmetros resistentes do maciço através do índice GSI (Hoek et al., 1998): (a) ângulo de atrito, ϕ ; (b) coesão, c .

resistência à compressão uniaxial da rocha intacta. Zhang (2005) apresentou uma variedade de correlações possíveis com essas várias grandezas; no entanto, apresentam-se apenas aquelas com maior referência bibliográfica.

$$\text{(Kalamaras \& Bieniawski, 1993)} \quad \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = e^{\frac{RMR-100}{24}} \quad (4.28)$$

$$\text{(Hoek, 1994, Hoek et al., 1995)} \quad \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = e^{\frac{GSI-100}{18}} \quad (4.29)$$

$$\text{(Barton, 2002)} \quad \sigma_{cm} = 5\gamma(Q\sigma_{ci}/100)^{1/3} \quad (4.30)$$

$$\text{(Zhang, 2005)} \quad \frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ci}} = 0.036e^{\frac{GSI}{30}} \quad (4.31)$$

O parâmetro característico da compressão uniaxial da rocha intacta, como foi referido, não é possível estimar através de sistemas empíricos, sendo que a realização de ensaios se torna indispensável. No entanto, muitas vezes a realização destes ensaios torna-se impraticável, devido à dificuldade de obtenção de amostras não perturbadas da rocha, nomeadamente, em maciços rochosos de fraca qualidade, como também devido ao elevado custo que estes podem acarretar no projecto de uma obra. Consequentemente, é importante a sua estimativa através da correlação com outros tipos de ensaios, tais como ensaios índice, embora estes apresentem algumas dificuldades e limitações para obtenção deste tipo de parâmetros. Para a determinação da resistência à compressão da rocha intacta, sugere-se os métodos experimentais referidos nos pontos 2.3 e 2.4.

4.5 Parâmetros de deformabilidade

Tal como acontece com a resistência à compressão uniaxial do maciço, também é possível obter o módulo de deformabilidade do maciço rochoso de forma empírica através de métodos expeditos de observação como as classificações geomecânicas. Este método é vantajoso em relação à utilização de ensaios porque, ao serem efectuados ensaios para aferir o módulo de deformabilidade, estamos a tratar de um volume muito reduzido, correspondendo apenas ao material rocha e não ao maciço rochoso, o que leva a que o projectista, na realização da análise de estabilidade aos estados limites, não possa contar com esse valor na estimativa dos assentamentos/empolamentos do maciço rochoso perante a obra em questão.

A utilização de ensaios na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso implica que seja efectuada uma grande campanha de prospecção geotécnica, com a colheita de um grande número de amostras e a várias profundidades para conseguir aferir um valor característico do módulo de deformabilidade. O problema é que esta solução é impraticável na óptica do Engenheiro Civil para uma obra corrente, dado os custos envolvidos. Como tal, a utilização de sistemas empíricos torna-se preferível na obtenção do módulo de deformabilidade do maciço rochoso em detrimento da realização de ensaios.

Ainda assim, é possível a estimativa do módulo de deformabilidade do maciço rochoso com recurso a ensaios sísmicos *in situ*, sem que o orçamento da obra aumente significativamente. Para isso é necessário o projectista ter em conta as limitações deste ensaio, descritas em 2.4.3, calibrando ou comparando com os valores obtidos do módulo de deformabilidade obtidos através das classificações geomecânicas.

Primeiro, apresentam-se formulações empíricas descritas por vários autores na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso segundo as classificações geomecânicas já estudadas, nomeadamente, GSI (equações 4.32, 4.33, 4.34 e 4.35), RMR (eq. 4.36 e 4.37) e Q (eq. 4.38 e 4.39).

$$\text{(Hoek \& Brown, 1997)} \quad E_m(GPa) = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.32)$$

$$\text{(Hoek et al., 2002)} \quad E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.33)$$

Estas equações apenas são aplicáveis para valores de $\sigma_{ci} \leq 100MPa$. Caso $\sigma_{ci} > 100MPa$, podem ser utilizadas as expressões:

$$\text{(Hoek et al., 1995)} \quad E_m(GPa) = 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.34)$$

$$\text{(Hoek et al., 2002)} \quad E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{((GSI-10)/40)} \quad (4.35)$$

onde D se refere ao factor que contabiliza o efeito da escavação do maciço dado

pela Tabela A.1.

Apesar das várias relações sugeridas para determinar E_m segundo o RMR, é de destacar, em especial, a expressão proposta em 1983 que, além de ser uma referência portuguesa, foi baseada na análise de um número razoável de casos observados.

$$(Bieniawski, 1978) \quad E_m(GPa) = 2RMR - 100, \quad \text{com } RMR > 50 \quad (4.36)$$

$$(Serafim \& Pereira, 1983) \quad E_m(GPa) = 10^{((RMR-10)/40)} \quad (4.37)$$

As expressões de Barton et al. (1980) e Barton (2002), permitem a determinação do módulo de deformabilidade através do índice Q.

$$(Barton \text{ et al.}, 1980) \quad E_m(GPa) = 25 \log Q \quad \text{com } Q > 1 \quad (4.38)$$

$$(Barton, 2002) \quad E_m(GPa) = 10Q_c^{1/3}; \quad Q_c = Q\sigma_{ci}/100; \quad Q \leq 1 \quad (4.39)$$

É de salientar que a expressão de Barton et al. (1980) quando comparada com a proposta por Serafim & Pereira (1983), evidencia uma aproximação menos fidedigna aos valores determinados do módulo de deformabilidade a partir dos deslocamentos medidos em obra (ver Figura 4.6).

Relativamente à utilização de ensaios sísmicos na determinação do módulo de deformabilidade do maciço rochoso, as correlações propostas determinam valores característicos “dinâmicos”; no entanto, na análise de estabilidade de fundações e taludes os valores característicos necessários são “estáticos”. Alpan (1970) definiu uma metodologia empírica em que, a partir do valor de módulo de distorção inicial, G_0 , dado pela equação 2.19b, é possível definir o módulo de deformabilidade “dinâmico”, E_{din} , através da expressão:

$$E_{din} = 2 \times G_0 \times (1 + \nu) \quad (4.40)$$

sendo ν o coeficiente de Poisson que pode ser determinado através das ondas de compressão e de corte:

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (4.41)$$

Segundo o mesmo autor, é possível definir uma relação empírica entre o módulo dinâmico e estático, como se pode averiguar pela Figura 4.7.

Segundo Guedes de Melo (2011), a curva apresentada para maciços rochosos pode ser estendida para além do andamento inicial proposto, caracterizando dessa forma os maciços rochosos de menor qualidade. Tratando-se de uma relação logarítmica, o autor considerou o facto de as curvas deverem tender para uma relação de E_{din}/E_s igual a 1. Consequentemente, nos locais onde

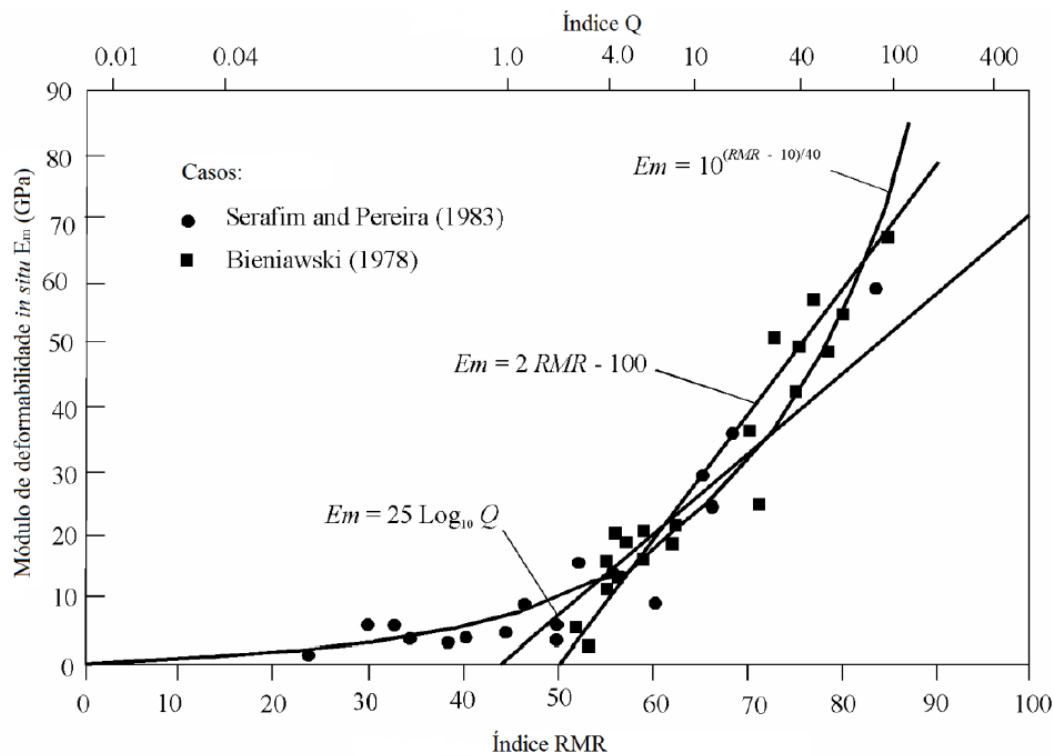


Figura 4.6: Estimativa do módulo de deformabilidade do maciço segundo as classificações geomecânicas RMR e Q (Bieniawski, 1984).

é possível obter valores do módulo dinâmicos, através de correlações, e se forem determinados valores do módulo estático, E_s , correspondentes, seguindo a metodologia descrita, é possível validar a extensão das curvas definidas por Alpan (1970).

É apresentado pela Figura 4.8 a extensão proposta por Guedes de Melo (2011) através de resultados de ensaios sísmicos onde é possível retirar a curva média da banda que está associada à correlação descrita pela equação 4.42:

$$\log E_{din} = \log E_s + \frac{2.95}{E_s^{\log E_s \times 0.068}} \quad (4.42)$$

4.6 Efeito das pressões hidrostáticas e condições hidrogeológicas

Outro assunto que é necessário ter em conta, no comportamento mecânico do maciço rochoso, é o efeito da presença de água no mesmo. A presença de um elevado nível freático que intersecte os principais planos de rotura de uma obra tipo talude ou fundação pode afectar significativamente a sua estabilidade devido a diversas razões, tais como (Goodman, 1989, Wyllie, 1999, Wyllie & Mah, 2004):

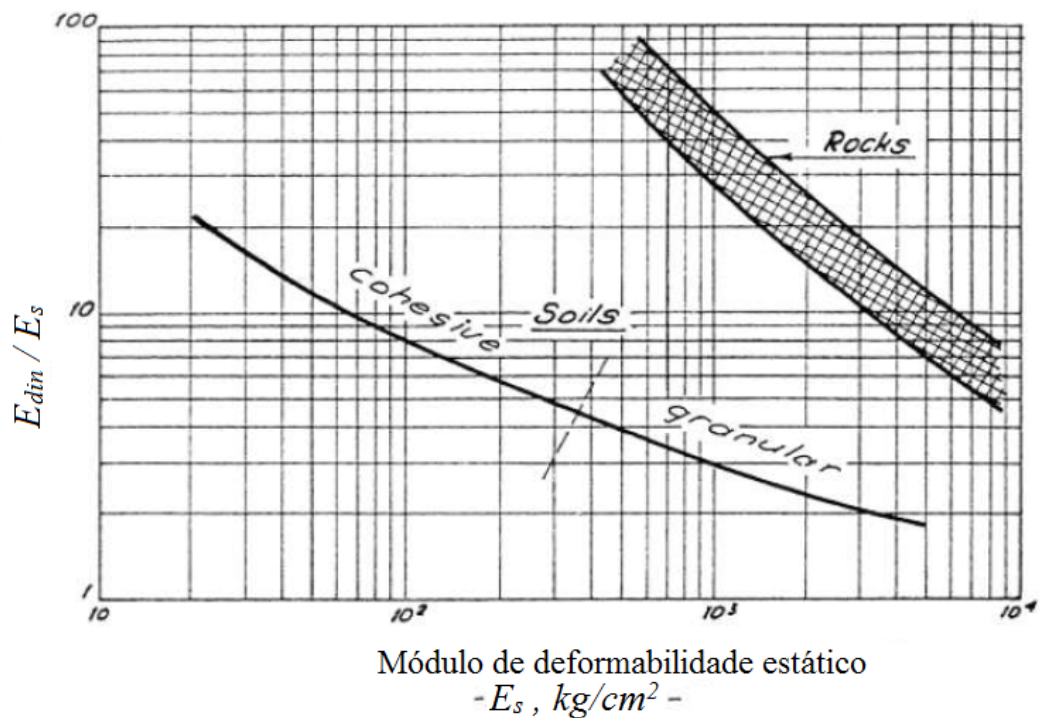


Figura 4.7: Relação empírica entre a rigidez dinâmica, E_{din} , e a rigidez estática, E_s (adaptado de Alpan, 1970).

1. as pressões de água reduzem a resistência do maciço rochoso por diminuição da tensão efectiva e consequente diminuição da resistência ao corte do possível plano de deslizamento;
2. a acção do gelo pode causar o alargamento das fendas preenchidas com água devido às alterações de volume. À superfície o efeito do gelo resume-se ao bloquear dos caminhos de drenagem que resulta, por sua vez, num aumento de pressão hidrostática no interior, diminuindo, assim, a estabilidade;
3. a erosão da rocha alterada, devido à água presente na superfície e a perda de resistência dos preenchimentos das discontinuidades consequência da água no interior, pode resultar na instabilidade local e provocar uma quebra de resistência no pé do talude;
4. um grande fluxo de água pode "limpar" discontinuidades de baixa resistência com a passagem de água, como desenvolver aberturas que enfraquecem o terreno de fundação;
5. o fluxo de água no interior de uma escavação pode dificultar a limpeza e inspecção do local, aumentando assim os custos de obra devido à utilização de técnicas de rebaixamento do nível freático.

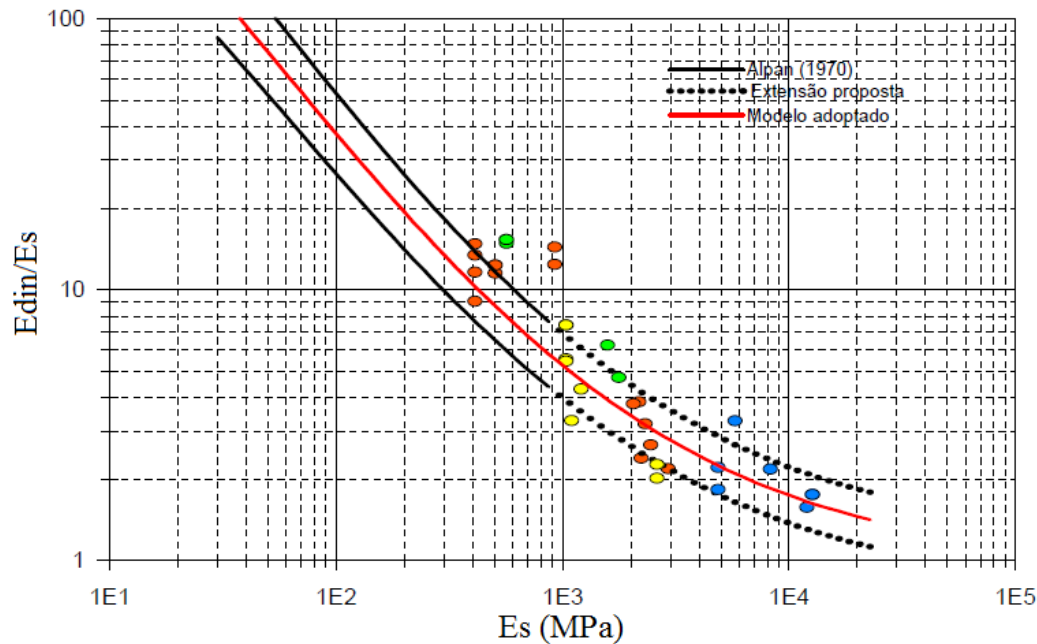


Figura 4.8: Relação empírica entre rigidez dinâmica, E_{din} , e rigidez estática, E_s (adaptado de Alpan (1970) por Guedes de Melo (2011)).

Segundo o EC7 (2010), a determinação do nível freático como as pressões hidrostáticas é efectuada através da instalação de sistemas de medição abertos ou fechados no terreno, na qual o tipo de equipamento a utilizar depende do tipo de terreno e da sua permeabilidade. Sistemas de medição abertos são os mais indicados para maciços com permeabilidade relativamente mais elevada ($k > 10^{-6} \text{ m/s}$). Por outro lado, a medição do nível freático por meio de sistemas fechados devem ser utilizados em maciços rochosos de menor permeabilidade ($k \leq 10^{-6} \text{ m/s}$). Este sistema é aconselhado perante águas artesianas de elevada pressão; neste caso, as pressões de água interiores são medidas directamente por um transdutor de pressão colocado em zonas seleccionadas. O sistema de medição em furos de amostragem abertos são raramente utilizados na monitorização da pressão hidrostática em maciços rochosos, procedendo-se usualmente à instalação de piezómetros (Wyllie, 1999).

O piezómetro é um sistema instalado em furos de amostragem que permite a medição de pressões intersticiais existentes num ponto e na sua vizinhança. Este equipamento pode também ser utilizado na recolha de amostras da água subterrânea, testes de permeabilidade e na observação dos poços durante os testes de bombagem. O plano de instalação de piezómetros deve seguir a norma europeia *EN ISO 22475 – 1*. Existem vários tipos de piezómetros possíveis a utilizar no material rochoso, apresentando-se de seguida uma breve descrição dos tipos de piezómetros e em que condições é aconselhada a sua utilização nas respectivas obras em estudo (Dunnicliff, 1988, Wyllie, 1999, Wyllie & Mah, 2004):

Poços de Observação - a pressão hidrostática é monitorizada através de furos de sondagens abertos. Técnica que é raramente utilizada e apenas aconselhada quando a permeabilidade da rocha é superior a 10^{-6} m/s . Este tipo de piezómetro cria uma conexão vertical entre extractos, daí que a sua utilização seja limitada a rocha altamente permeável na qual a pressão intersticial aumenta continuamente com a profundidade;

Piezómetro de tubo aberto na ponta - consiste num tubo de plástico, com secção perfurada ou porosa na zona inferior a partir da qual é efectuada a medição das pressões hidrostáticas. Através de uma sonda ligada a um sistema eléctrico é feita a leitura, que quando em contacto com a água faz disparar o sistema. Esta técnica é de fácil manuseio e fiável. A desvantagem é a necessidade de acesso ao topo do furo, assim como a lentidão nas medições em rochas de baixa permeabilidade.

Piezómetro Pneumático - este sistema funciona através do equilíbrio de pressões. É colocada uma válvula na secção selada do piezómetro de forma a medir a pressão hidrostática num determinado ponto. O princípio de funcionamento é exercer uma pressão ao longo da linha de fornecimento até que essa pressão iguale a pressão de água na zona selada. Este equipamento apresenta uma boa resposta em rochas de baixa permeabilidade e são particularmente vantajosos para fundações onde as pressões são medidas sob estruturas e o acesso ao furo de perfuração não é possível. A desvantagem é o risco de danificação durante a construção ou utilização, como também a necessidade da constante calibração da unidade de leitura.

Piezómetros eléctricos - aqui a pressão hidrostática é medida através de transdutores eléctricos que permitem uma rápida resposta como também dão a possibilidade de registar e processar os resultados a uma distância considerável. É recomendável, antes da instalação de qualquer tipo de transdutor eléctrico, que estes sejam calibrados e testados. Contudo, este tipo de piezómetro não apresenta o mesmo tempo de vida útil que a estrutura; como tal, é necessário contabilizar a sua manutenção e possível substituição.

Piezómetros Múltiplos - em zonas onde se apresentem vários tipos de rochas com diferentes permeabilidades, existe a possibilidade de haver uma elevada pressão hidrostática em zonas que, em geral, se encontram despressurizadas. Nestes casos, a medição da pressão hidrostática pode ser determinada em vários pontos dentro do furo. Isto pode ser conseguido através da instalação de múltiplos piezómetros de furo aberto dentro de um único furo de perfuração, sendo que o número limite de piezómetros a instalar num único furo é de três.

Capítulo 5

Estabilidade de fundações em maciços rochosos

5.1 Introdução

Na realização do mais variado género de estruturas na Engenharia Civil, a principal preocupação é garantir a estabilidade destas com uma margem de segurança adequada de modo a que esta não se encontre em risco de colapso. As fundações estruturais têm como principal objectivo suportar as mais variadas cargas da superestrutura garantindo que esta não entre em rotura.

Efectuada a prospecção geotécnica e aferidas as principais características do maciço presente na zona de implantação da obra, é altura então de realizar a análise de estabilidade das fundações de forma a garantir a segurança de funcionamento. Neste pondo o EC7 (2010) sugere que a análise de estabilidade seja consumada segundo os estados limites descritos pelo mesmo no que respeita a fundações:

- perda de estabilidade global;
- rotura por insuficiente capacidade resistente;
- rotura por deslizamento;
- rotura conjunta do terreno e da estrutura;
- rotura estrutural por movimento da fundação;
- assentamento excessivo;
- empolamento excessivo;
- vibrações inadmissíveis.

De uma forma geral, os 5 primeiros estados limites correspondem aos Estados Limites Últimos (ELU), onde em causa está a capacidade resistente da estrutura e do terreno quando sujeito às cargas últimas. Os 3 últimos correspondem

aos Estados Limites de Utilização (ELS) onde é necessário a definição dos deslocamentos expectáveis para as cargas de serviço. Inicialmente é efectuada a verificação aos estados limites últimos e, posteriormente, é realizada a verificação aos estados limites de utilização, na qual o valor da carga a utilizar em projecto será o que verifique ambas as condições. De uma forma resumida, os estados limites últimos serão verificados se as resistências do terreno forem maiores que as cargas nele aplicadas com uma margem adequada. Do mesmo modo, os estados limites de utilização serão verificados se os deslocamentos expectáveis não ultrapassem os deslocamentos máximos admissíveis pela estrutura. Na verificação dos estados limites, devem ser consideradas as acções enumeradas pelo EC7, que têm em conta as características do terreno e as acções que nele actuam.

As fundações em maciços rochosos podem ser divididas em três grupos, dependendo da direcção e magnitude das cargas que nelas são aplicadas como também das condições geológicas da zona em que estas se encontram localizadas (Wyllie, 1999):

1. Fundações Superficiais

Este tipo de fundações não só são as mais comuns, como também as que acarretam menos custos a nível construtivo. Aqui, as fundações são construídas directamente na superfície da rocha que apresente características adequadas de capacidade de suporte e de deformação, com a necessidade de ser acessível para a sua construção. Neste tipo de fundações, podem-se ainda incluir algumas fundações de barragens. Contudo, este é um problema particular e de elevada complexidade que não será abordado nesta dissertação; no entanto, Wyllie (1999), Jian (2007), EM.1110-1-2908 (1994), Romana (2003) apresentam várias metodologias possíveis para avaliar a estabilidade de fundações de barragens assentes em maciços rochosos.

2. Fundações Profundas

Este tipo de fundações são utilizadas quando as fundações superficiais não são adequadas para transmitir aos terrenos as elevadas cargas estruturais ou então o terreno de fundação não apresenta capacidade de carga suficiente. Neste tipo de solução as estacas são introduzidas no terreno até que a base intersecte um estrato de características mecânicas mais competentes que as encontradas à superfície, podendo ser fundadas a elevadas profundidades.

3. Fundações por tracção

No caso de estruturas fundadas em zonas de geração de impulsos, devido às pressões hidrostáticas ou peso de terras, a estabilidade pode ser assegurada tanto pelo peso da própria estrutura, como através da instalação de ancoragens, micro estacas ou pregagens seladas ao terreno de melhor qualidade. Este tipo de solução pode servir como método estabilizador de taludes escavados em maciços rochosos de fraca resistência. A capacidade de suporte deste tipo de fundação é determinada pela resistência ao corte mobilizada na zona de selagem.

Neste documento, será abordada unicamente a estabilidade de fundações superficiais. Não obstante a importância de outro género de fundações, na construção de um edifício corrente são as fundações superficiais que dominam o suporte das cargas exercidas pela estrutura; a necessidade da utilização de outro tipo de fundações devem-se a algumas particularidades geotécnicas que não serão aqui destacadas. Neste ponto do documento, serão apresentados métodos analíticos e empíricos para a verificação dos estados limites numa fundação superficial a nível geotécnico, apresenta-se também a metodologia proposta pelo EC7 (2010) para a verificação dos mesmos estados limites.

5.2 Distribuição de tensões em fundações

Outra questão fundamental na qual depende o desempenho de uma fundação em maciços rochosos são as cargas estruturais que são aplicadas à fundação. Como é óbvio, este apresenta um papel fundamental na estabilidade da fundação, pois a sua estabilidade, tanto a nível de estados limites últimos como de utilização, depende fortemente da carga que será aplicada ao material de fundação que é naturalmente transmitida pela estrutura.

Para além disso, o cálculo da distribuição de tensões no terreno é utilizado também na verificação da interacção de campos de tensões induzidas por construções adjacentes, por exemplo, duas fundações na proximidade ou por uma fundação e um túnel. Assim, é possível acrescentar as tensões provocadas por cada estrutura e determinar se existe alguma porção de rocha em excesso de pressão.

O método para ficar a conhecer se o maciço rochoso está sobrecarregado é demonstrado pela Figura 5.1, onde a resistência do maciço é descrito em termos de tensões principais. Aqui, o factor de segurança é dado pelo rácio entre a resistência do maciço rochoso σ_{1A} e a tensão instalada no ponto a conhecer, σ_1 . A resistência do maciço rochosos, σ_{1A} vem em função de σ_3 , igual a σ_{cm} . Igualando FS a 1 é possível ficar a conhecer as zonas onde o maciço rochoso se encontra sobrecarregado. O factor de segurança é dado pela equação 5.1 (Wyllie, 1999).

$$FS = \frac{\sigma_{1A}}{\sigma_1} = \frac{\left[(m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} + \sigma_3 \right]}{\sigma_1} \quad (5.1)$$

onde os valores das constantes m_b e s podem ser obtidos pelo método definido no ponto 4.2. Este método apenas é aplicável a um maciço rochoso com um comportamento isotrópico.

Na sua maioria, as fundações em maciços rochosos comportam-se como material elástico linear, como tal é possível a utilização da teoria da elasticidade proposta por Boussinesq (1885) para maciços terrosos, de forma a calcular a distribuição de tensões que são induzidas num maciço rochoso. A utilização da teoria da elasticidade prevê uma razoável aproximação do estado de tensão do terreno, daí que a sua utilização seja aceitável (Bozozuk, 1972).

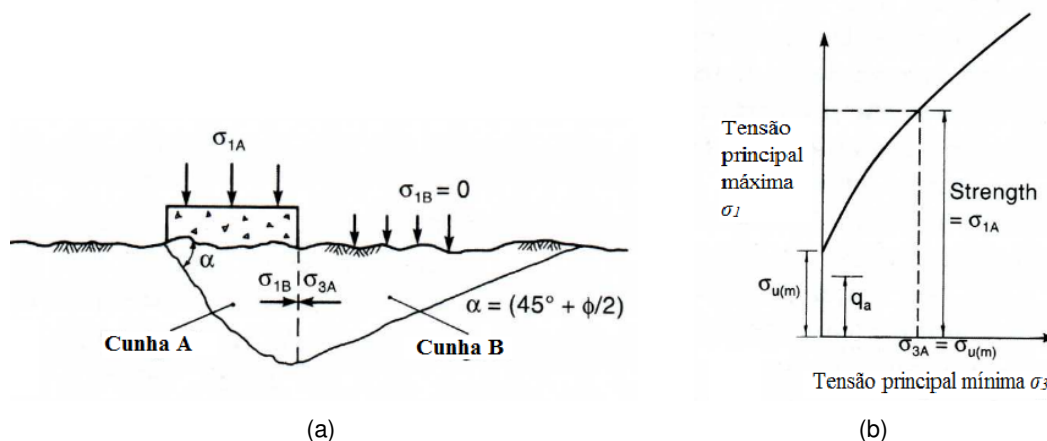


Figura 5.1: Análise da capacidade de carga da rocha fracturada: (a) - Cunha activa e passiva, A e B, na fundação; e (b) envoltório de rotura do maciço rochoso (Wyllie, 1999).

Apresenta-se de seguida como é efectuada a distribuição de tensões para algumas particularidades geotécnicas. Não será abordada a teoria da elasticidade proposta por Boussinesq (1885) para o cálculo das distribuição de tensões num maciço rochoso isotrópico, de forma a não tornar o documento muito exaustivo e tendo sido estudada na mecânica do solos, podendo, no entanto, ser encontrado em pormenor em Murthy (2003).

Naturalmente que aqui não se pretende encontrar uma solução para todos os problemas geotécnicos; para algumas situações particulares e mais complexas sugere-se uma análise mais detalhada, com o recurso, por exemplo, a programas de elementos finitos.

Distribuição de tensões em formações estratificadas

A distribuição de tensões em formações estratificadas em materiais com um comportamento elástico foi apenas desenvolvido em pavimentos estruturais (Peattie, 1962, Burmister, 1965). No entanto, estes resultados podem ser utilizados em formações geológicas com um comportamento elástico.

A Figura 5.2 demonstra a distribuição de tensões verticais num sistema de duas camadas, através dela, verifica-se que quando a camada superior tem um módulo de deformabilidade 100 vezes superior à camada inferior, é a camada superior que suporta com a carga na sua totalidade. Por outro lado, quando a camada sobrejacente é mais deformável que a inferior, o nível de tensões aumenta, como é demonstrado pela tensão de interface entre camadas na Figura 5.2. Aqui, as tensões calculadas são diferentes daquelas previstas por Boussinesq (1885) quando uma camada muito compressível está assente sobre uma camada muito competente (Winterkorn & Fang, 1975).

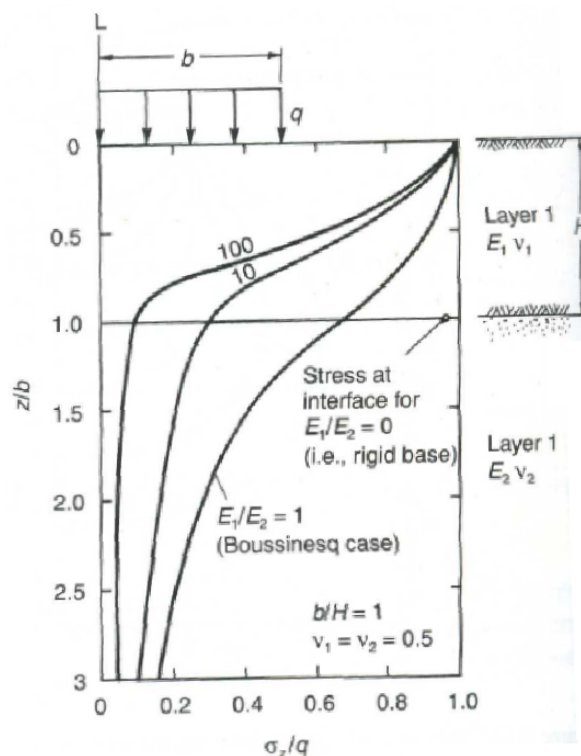


Figura 5.2: Tensão vertical abaixo do centro de uma carga circular uniformemente distribuída num sistema de duas camadas com comportamento elástico linear (Winterkorn & Fang, 1975).

No entanto, tendo este método sido desenvolvido para pavimentos, é necessário que as camadas sejam horizontais e de espessura uniforme, o que, na geologia, normalmente não acontece. Quando não é possível assumir tais pressupostos, torna-se imperativo recorrer a uma análise numérica de forma a calcular a distribuição de tensões em cada camada.

Distribuição de tensões em maciços rochosos transversalmente isotrópicos

Quando o maciço rochoso apresenta conjuntos de descontinuidades, a distribuição de tensões definidas pela teoria da elasticidade são modificadas. Neste caso, a orientação das descontinuidades e o ângulo de atrito destas, definido por ϕ_j , limitam a gama de direcções que as linhas de tensões podem tomar. Ou seja, a influência da carga estrutural no terreno não pode exceder as linhas com um ângulo ϕ_j , como se apresenta pela Figura 5.3. O bolbo de pressões é mais estreito do que num maciço rochoso isotrópico, querendo dizer que o nível de tensões é maior, a uma dada profundidade abaixo da carga, do que seria num maciço rochoso isotrópico sem descontinuidades.

O modelo utilizado de forma a calcular a distribuição de tensões nestas condições é dado em Wyllie (1999), embora tivessem sido desenvolvidas primeiramente por Bray (1977). Este consiste num semi-espço que contém um conjunto de

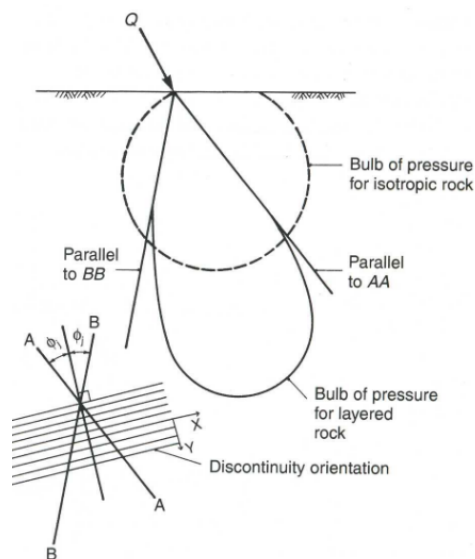


Figura 5.3: Influência da carga de fundação no terreno controlado por zonas de fraqueza (Goodman, 1989).

descontinuidades com uma inclinação ψ , medida através da direcção da carga Q (Figura 5.4); a tensão no material rocha para este tipo de carga é inteiramente radial, sendo a tensão tangencial e a força de corte igual a zero. Se a carga Q for decomposta em componentes Q_x e Q_y , paralela e perpendicular às descontinuidades, como se verifica na Figura 5.4 (b) ficamos:

$$Q_x = Q \cos \psi \quad ; \quad Q_y = Q \sin \psi \quad (5.2)$$

A tensão radial dada em qualquer ponto definida pela distância radial r , e o ângulo β , é dada por:

$$\sigma_r = \frac{h}{\pi r} \left[\frac{Q_x \cos \beta + Q_y g \cos \beta}{(\cos^2 \beta - g \sin^2 \beta) + (h^2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta)} \right] \quad (5.3)$$

Em que h e g são quantidades adimensionais que descrevem as propriedades do maciço rochoso transversalmente isotrópico, descrito pelas equações 5.4.

$$g = \left[1 + \frac{E}{(1 - \nu^2) K_n S} \right]^{1/2} \quad (5.4a)$$

$$h = \left\{ \left(\frac{E}{1 - \nu^2} \right) \left[\frac{2(1 + \nu)}{E} + \frac{1}{K_s S} \right] + 2 \left[g - \frac{\nu}{(1 - \nu)} \right] \right\}^{1/2} \quad (5.4b)$$

onde K_s e K_n se referem à rigidez de corte e normal do maciço rochoso, respectivamente.

Estas equações são utilizadas para o cálculo do contorno em que a tensão radial é igual no terreno de fundação. Apresenta-se pela Figura 5.4 dois esquemas das linhas de tensão radial, onde é possível averiguar a influência das descontinuidades e da rigidez na concentração de tensões. Note-se que quanto maior o rácio entre rigidez normal e de corte, mais a linha de tensão radial igual alonga, e é praticamente circular para um rácio de 10, sendo mesmo circular para um rácio de 1 onde o maciço rochoso é considerado isotrópico. Uma das aplicações úteis deste modelo é no estudo da interacção de campos de tensões geradas por fundações vizinhas, como por exemplo, num campo de tensões geradas por uma fundação e um túnel que se encontrem na vizinhança (Wyllie, 1999).

Fundação sujeita a cargas excêntricas

A maioria dos cálculos de estabilidade, especialmente no que se refere à verificação da rotura por falta de capacidade resistente, limitam-se apenas a cargas centradas na fundação onde a transferência de pressões para o terreno é efectuada através de uma carga uniforme. Todavia, em alguns casos a carga aplicada nas fundações pela estrutura não é aplicada no centro da peça de fundação, encontrando-se desviada do seu centróide.

Sabe-se, da mecânica dos solos, que as cargas excêntricas, quando actuam sobre fundações, reduzem a capacidade resistente do terreno de fundação. De forma a prevenir a perda de contacto na interface terreno/estrutura no bordo de tensão mínima da fundação (Figura 5.5), a estrutura precisa de ser projectada de forma que a resultante das forças actuantes na fundação passe no máximo a um terço do centro da fundação. Se a distância dessa excentricidade for menor que $B/6$ e dependendo do comportamento do terreno, então a distribuição de tensões sobre o terreno de fundação pode ser aproximada por uma relação linear, dado pelas expressões 5.5a e 5.5b que definem aproximadamente as tensões máximas e mínimas (ver Figura 5.5 (a)), respectivamente (EM.1110-1-2908, 1994).

$$q_{(\max)} = q_1 = \frac{Q}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (5.5a)$$

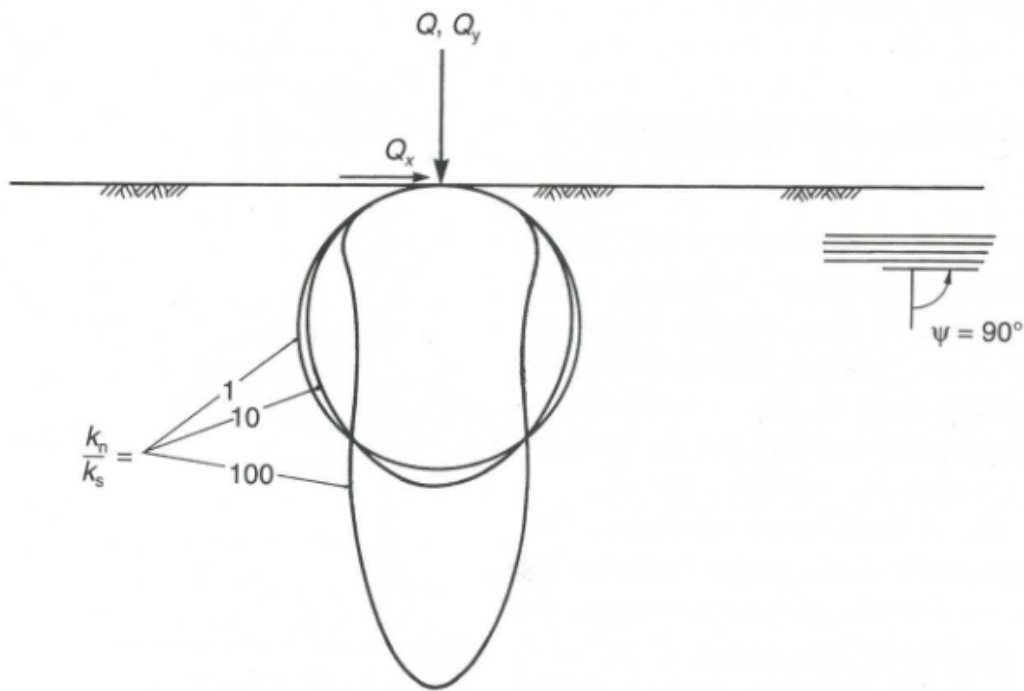
$$q_{(\min)} = q_2 = \frac{Q}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (5.5b)$$

em que B representa a largura da fundação e e corresponde à excentricidade da carga Q .

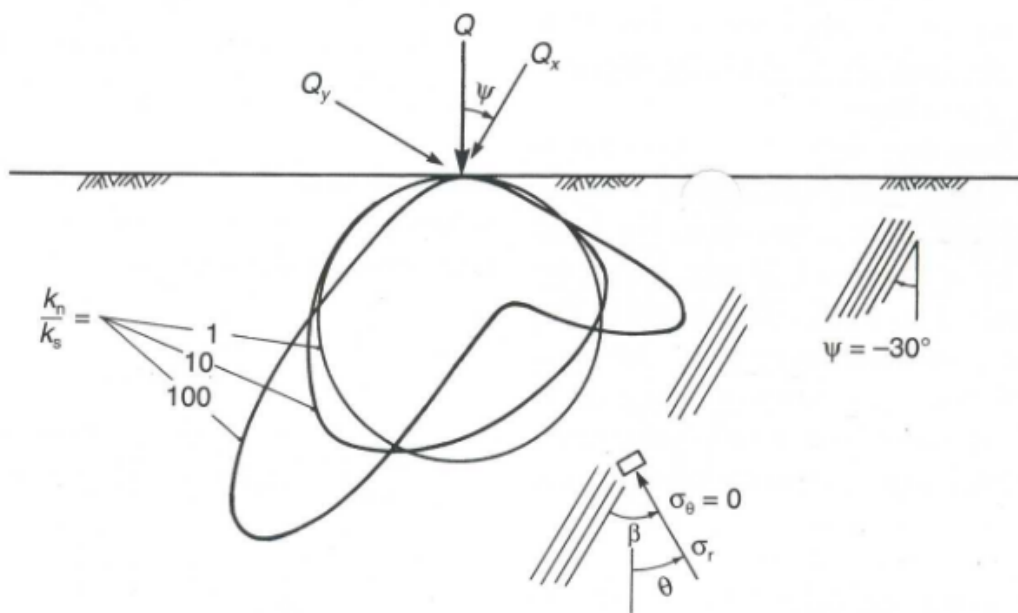
Para fundações rectangulares com comprimento L e largura B onde $L > B$, então as tensões máximas e mínimas são dadas por:

$$q_{(\max)} = \frac{Q}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (5.6a)$$

$$q_{(\min)} = \frac{Q}{BL} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (5.6b)$$



(a)



(b)

Figura 5.4: Contorno da tensão radial devido a uma carga pontual em rochas transversalmente isotrópicas, calculadas a partir das equações 5.3 e 5.4: (a) estrutura geológica alinhada horizontalmente (90° da carga vertical); (b) estrutura geológica alinhada a 30° com a carga vertical.

Nestas condições, a pressão na zona inferior à fundação é inteiramente de compressão, logo a verificação da capacidade de suporte é efectuada na região de maiores tensões.

Caso a excentricidade seja maior que o terço do centro da fundação, ou seja, $e > B/6$ então parte do terreno terá forças de compressão e desenvolver-se-ão forças de tracção na restante largura (Figura 5.5 (b)). Nestas condições, a distribuição de pressões é triangular e estende-se para uma largura superior a $3(B/2 - e)$, em que a pressão máxima para uma fundação de comprimento finito é traduzida pela expressão:

$$q = \frac{2Q}{3L \left(\frac{B}{2} - e \right)} \quad (5.7)$$

Nestes casos, a estabilidade pode ser assegurada através de ancoragens presas ao longo do canto da fundação, especialmente na zona de forças de tracção. Estas ancoragens, introduzirão um momento estabilizador que contrariará o momento de derrubamento produzido pela excentricidade da carga.

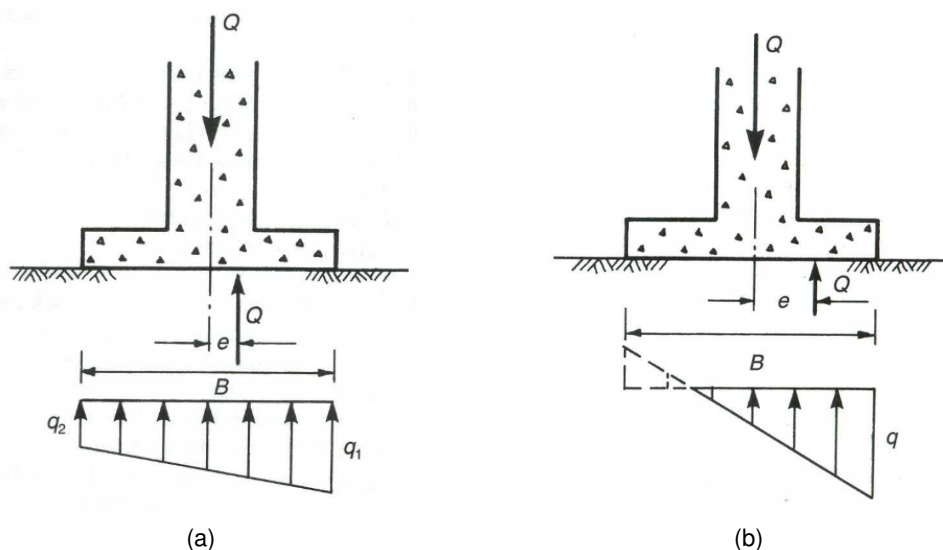


Figura 5.5: Condições de tensão produzido por fundações superficiais sujeitas a cargas excêntricas (Wyllie, 1999): (a) $e < B/6$; (b) $e > B/6$.

No cálculo da capacidade resistente última, o efeito da excentricidade da carga no terreno de fundação pode ainda ser efectuada definindo larguras e comprimentos efectivos, B' e L' , respectivamente, que foi estudado na mecânica dos solos e não será aqui apresentado. Contudo, é de referir que este método assume uma fundação rígida onde as tensões máximas serão menores que aquelas dadas pelas equações 5.5, 5.6 e 5.7.

5.3 Influência da água nas fundações

Foi mencionado no capítulo anterior a influência da água no comportamento mecânico do maciço rochoso. Devido à sua extrema importância, descreve-se agora a influência da presença de água no desempenho de uma fundação.

Os efeitos da presença de água numa estrutura de fundação englobam movimentos e instabilidade devido a impulsos, alteração, “limpeza” das juntas e a dissolução do maciço. A estrutura geológica do terreno influencia directamente as condições hidrostáticas e hidrogeológicas. A impermeabilidade da rocha intacta permite que o fluxo de água se concentre nas descontinuidades, sendo que o maior/menor fluxo, mais/menos pressões estão relacionados com as condições das descontinuidades.

Existem três casos típicos em que a presença de água pode influenciar o desempenho de fundações em maciços rochosos, demonstrado pela Figura 5.6. No primeiro caso, (Figura 5.6 (a)), a causa de instabilização são as forças de impulso geradas pela presença de água. As forças de impulso (U e V) a actuar no potencial plano de deslizamento reduzem as tensões efectivas normais no plano e consequente diminuição da resistência ao corte. A principal causa de instabilidade deve-se essencialmente a um rápido rebaixamento do nível freático ($V = 0$) não permitindo que as forças de impulso se dissipem potencializando a instabilidade.

A diminuição de resistência ao corte não é o único efeito negativo da presença de água na estabilidade de uma fundação. Um rápido fluxo de água pode “limpar” as juntas de baixa de resistência, desenvolvendo aberturas que debilitam a capacidade resistente da fundação e aumentam os assentamentos. A percolação ao longo de rochas com uma maior capacidade de dissolução possibilita o surgimento de cavidades no interior. A rápida alteração e deteriorização do maciço, ao longo do tempo, com a passagem de água reduzem a capacidade de suporte do terreno de fundação. O fluxo de água no interior da escavação pode dificultar a limpeza e inspecção da zona de construção da fundação (Figura 5.6 (b)).

A Figura 5.6 (c) representa um caso de uma barragem em que as forças de impulsão como a percolação têm que ser tidas em consideração. O seu controlo tem que ser considerado com atenção, de forma a garantir tanto a estabilidade como para limitar a perda de água a montante da barragem. O estudo do caminho e quantidade de água, assim como o cálculo da distribuição das pressões intersticiais no interior do maciço é efectuado pelo método sugerido por Cedergren (1989), através da rede de percolação gerada por dois conjuntos de linhas: equipotenciais e linhas de fluxo. O estudo das pressões de impulso pode ser realizado pela pesquisa das linhas equipotenciais, como é demonstrado na figura.

O efeito da água nas fundações pode ter efeitos irreversíveis tanto nos assentamentos do edifício a construir como nas construções vizinhas, podendo mesmo por em causa a segurança do edifício. Medidas correctivas devem ser preparadas no caso do surgimento de problemas durante a obra neste sentido.

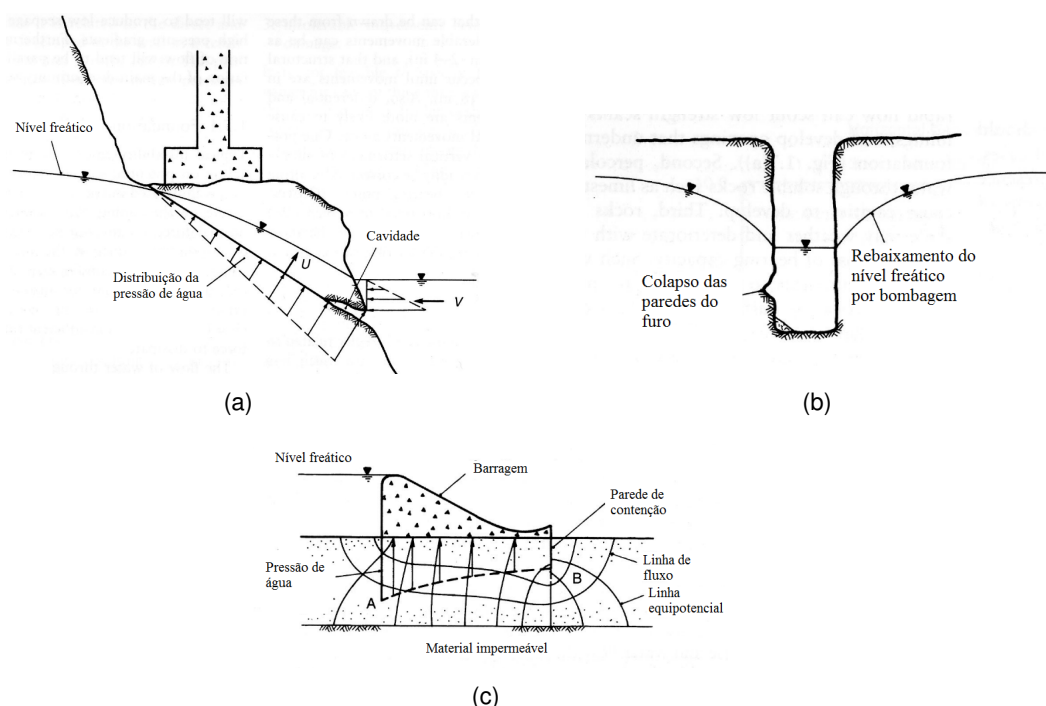


Figura 5.6: Fluxo de água em fundações assentes em maciços rochosos (Wyllie, 1999): (a) Pressões de água produzidas ao longo de uma superfície fracturada; (b) Fluxo de água numa escavação para instalação da fundação; (c) rede de percolação típica na fundação rochosa de uma barragem, através de Cedergren (1989)

5.4 Análise de estabilidade de fundações superficiais

Na sua generalidade, não é de esperar que uma fundação assente num maciço rochoso não verifique os estados limites perante uma carga de um edifício ou obra corrente, onde normalmente o dimensionamento da fundação será condicionado pela carga da estrutura e não pela capacidade resistente ou deformação do maciço rochoso. Todavia, o cálculo para a verificação desses mesmos estados limites para uma fundação superficial é possível e de fácil execução. Como tal, o objectivo dos pontos seguintes é a verificação desses mesmos estados limites de forma fácil e rápida execução para maciços rochosos, particularizando alguns casos geotécnicos simples. A análise de estabilidade de uma fundação, nomeadamente de uma fundação superficial, seguirá os estados limites sugeridos pelo EC7 (2010); no entanto, as metodologias apresentadas de forma a verificar esses mesmos estados limites serão aquelas que foram consideradas adequadas e de maior referência bibliográfica.

A verificação dos estados limites últimos permite ficar a conhecer a capacidade resistente do terreno de fundação descortinando, assim, a carga última. Os principais estados limites últimos a estudar na análise de estabilidade de uma fundação superficial são:

1. rotura por insuficiente capacidade resistente;
2. rotura por deslizamento;
3. perda de estabilidade global.

De uma forma tradicional, a verificação dos estados limites últimos implica que as acções actuantes sejam inferiores às resistentes através de uma margem adequada, denominada de Coeficiente de Segurança Global (FS). Valor que depende do tipo de obra a realizar e pode variar entre 1.5 e 3 (Guerra, 2012). Outro método, que enquadra aquele sugerido pelo EC7 é através de coeficientes de segurança parciais, onde cada parâmetro de acção ou resistência é individualmente majorado ou minorado, respectivamente. Aqui a carga resistente tem que ser igualmente maior que a carga actuante. No entanto, para a verificação dos estados limites últimos neste trabalho, e devido à forte componente bibliográfica nesse aspecto, apresenta-se algumas metodologias onde a verificação dos estados limites últimos é realizada com recurso ao Coeficiente de Segurança Global. Porém, estas não apresentam uma solução para todos os casos geológicos particulares com que é possível deparar-se no terreno.

Nunca é de mais referir que, ao tratar-se de um problema geotécnico, é, muitas vezes, impossível ao projectista prever o correcto funcionamento ou comportamento do terreno perante as cargas nele aplicadas. Uma pequena alteração no terreno, não detectada na prospecção geotécnica, pode levar a uma completa reavaliação do projecto e consequente alteração do mesmo. A Figura 5.7 apresenta, num fluxograma adaptado de Hoek & Londe (1974), a abordagem ao problema de uma fundação em maciços rochosos que o projectista deve seguir.

5.4.1 Rotura devido a insuficiente capacidade resistente do terreno

A análise da capacidade de carga de uma fundação em maciço rochoso é um passo que, na sua generalidade, não é preocupante. Isto porque o maciço rochoso, contrariamente ao material solo, apresenta uma capacidade resistente superior, não constituindo um problema de maior na análise de estabilidade da fundação. No entanto, como em toda a regra há a excepção, este é um problema que existe e deve ser evitado.

O objectivo deste ponto do capítulo é fornecer directrizes de forma a demonstrar que o terreno de fundação suportará as cargas de cálculo, nomeadamente verticais, com adequada segurança em relação à rotura. Para isso, é necessário compreender dois conceitos de capacidade de carga (EM.1110-1-2908, 1994):

- Capacidade de carga última, q_u - é definida como a carga média por unidade de área necessária para o solo ou maciço rochoso de suporte atingir a rotura;
- Capacidade de carga permitida, q_a - esta é definida pela carga máxima que permita a fundação funcionar em segurança perante a rotura ou movimento da massa rochosa.

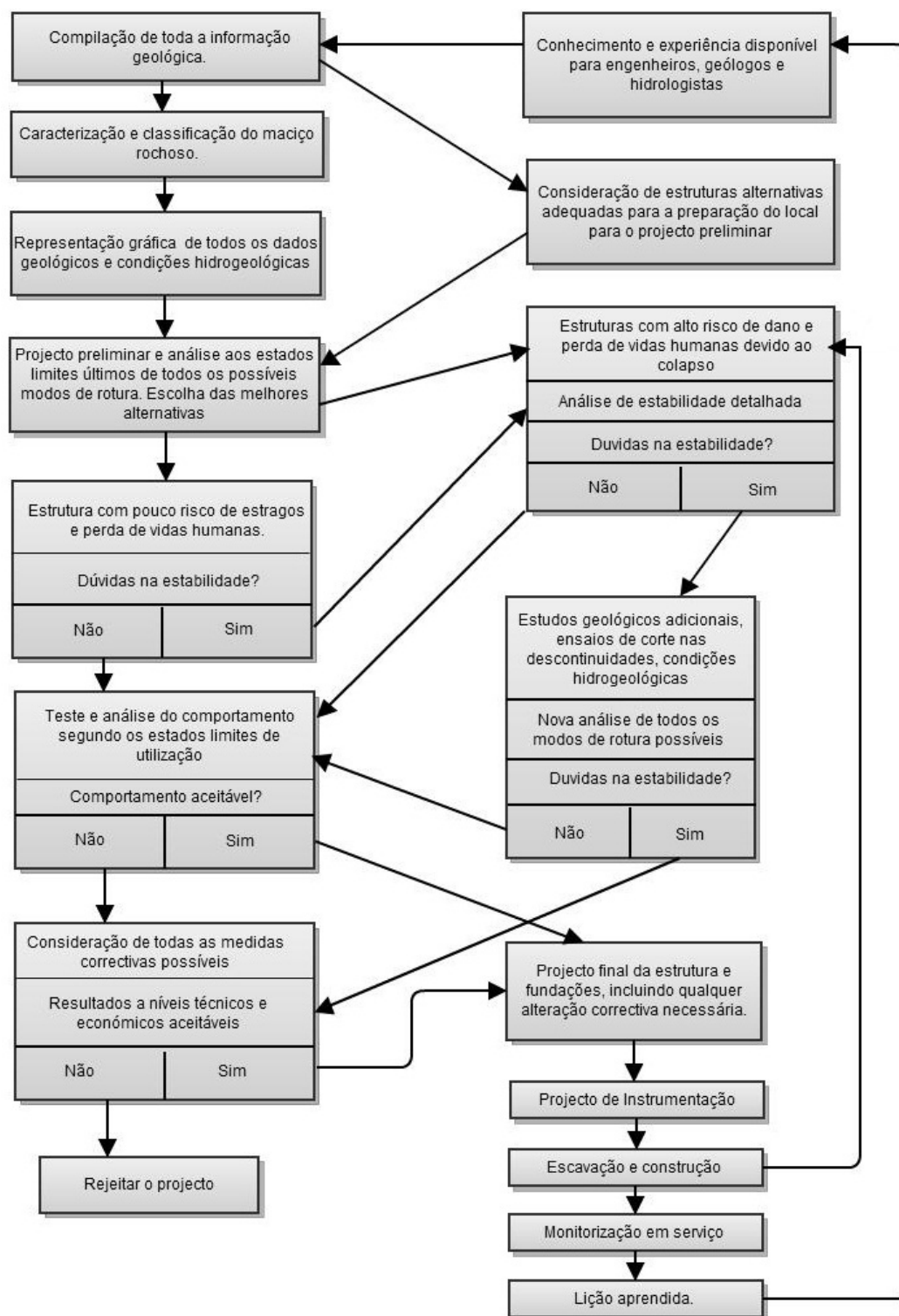


Figura 5.7: Fluxograma de projecto de uma fundação em maciços rochosos (adaptado de Hoek & Londe, 1974).

Para a verificação da rotura à capacidade resistente do terreno de fundação, existem vários métodos possíveis para a sua definição. Entre estes, incluem-se métodos analíticos, empíricos ou ensaios *in situ*. O método com recurso a ensaios *in situ*, como foi adiantado anteriormente, não é fidedigno para a caracterização do maciço rochoso, isto para além do seu elevado custo. Outro problema prende-se com o efeito de escala.

Neste ponto dar-se-á especial ênfase ao recurso aos métodos analíticos e empíricos através de gráficos e equações para que a capacidade resistente do maciço rochoso a cargas verticais seja assegurado. No que respeita aos métodos analíticos, recorreu-se a duas metodologias, uma com base no estado de tensão do terreno definido pelo critério de rotura Hoek-Brown, outra através de factores de correcção, analogamente ao método sugerido para maciço solo. Por via empírica, apresentam-se igualmente duas propostas, uma com recurso às classificações geomecânicas, a outra sugerida pela Sociedade Canadiana de Geotecnia (CGS). Estas metodologias aqui apresentadas não são únicas, mas tendo em consideração o elevado número de vezes em que surgiam referenciadas, a sua importância na mecânica das rochas é inquestionável; por isso, foram seleccionadas estas de forma a verificar a rotura à capacidade resistente.

5.4.1.1 Mecanismos de rotura

Um dos principais problemas na verificação dos estados limites é conhecer o mecanismo de rotura do terreno quando sujeito a uma carga última. Devido à complexidade da matriz geológica, o mecanismo de rotura mais provável será constituído por um conjunto de factores cuja identificação pode ser muito difícil, daí que o cálculo para a verificação dos estados limites últimos deva modelar os mecanismos de rotura de forma tão aproximada quanto possível do real.

Geralmente, não é possível atribuir um único mecanismo de rotura ao terreno de fundação, sendo que esse mecanismo é normalmente uma combinação entre vários mecanismos de rotura. A dificuldade está, muitas vezes, em saber quais os mecanismos de rotura que mais provavelmente sucederão, sendo que é mais fácil ao projectista excluir aqueles mecanismos que, devido à estrutura geológica do terreno, têm menor probabilidade de ocorrência, em vez de escolher aqueles que previsivelmente podem ocorrer, conseguindo, assim, eliminar mecanismos que, mesmo não sendo perceptíveis, podem levar à rotura.

Ilustra-se na Tabela 5.1 alguns mecanismos de rotura típicos, de acordo com as condições estruturais do maciço rochoso, segundo métodos sugeridos por Sowers (1979), Kulhawy & Goodman (1980) e Wyllie (1999). É importante referir que um mecanismo de rotura típico de um maciço solo não pode ser excluído porque, apesar de se tratar de um maciço rochoso, devido à elevada fracturação e ao elevado número de descontinuidades, pode implicar que a rotura por corte se dê através de um mecanismo típico de um maciço solo. Os mecanismos de rotura são descritos segundo quatro condições gerais do maciço rochoso: intacto; com uma ou duas zonas de fraqueza; estratificado e fracturado.

Tabela 5.1: Mecanismos de rotura típicos do material rocha, adaptado de EM.1110-1-2908 (1994)

X	Condições do Maciço Rochoso		Rotura	
	Inclinação das descontinuidades	Espaçamento entre descontinuidades	Figura	Modo
Rocha Intacta	N/A	$S \gg B$	(a)	Rocha frágil: Rotura por corte local causado por rotura localizada da rocha.
			(b)	Rocha dúctil: Rotura por corte geral ao longo de superfícies de rotura bem definidas
Descontinuidades extremamente inclinadas	$70^\circ < \psi < 90^\circ$	$S < B$	(c)	Descontinuidades abertas: Rotura por compressão das colunas individuais. Descontinuidades quase verticais
			(d)	Descontinuidades fechadas: Rotura por corte geral ao longo de superfícies de rotura bem definidas. Descontinuidades quase verticais.
		$S > B$	(e)	Descontinuidades abertas ou fechadas: Rotura iniciada por deslizamento levando à rotura por corte geral. Descontinuidades quase verticais.
Descontínuo	$20^\circ < \psi < 70^\circ$	$S < B$ ou $S > B$ se a cunha de rotura se formar ao longo das descontinuidades	(f)	Rotura por corte geral com potencial rotura ao longo das descontinuidades. Descontinuidades moderadamente inclinadas.
Estratificado	$0^\circ < \psi < 20^\circ$	Valores limites de H em relação a B é dependente das propriedades do material	(g)	Camada superior rijá: A rotura é iniciada por tracção causado pela flexão da camada mais rijá.
			(h)	Camada superior rijá fina: A rotura é iniciada por ponçamento.
Fracturado	N/A	$S \ll B$	(i)	Rotura por corte geral com superfícies de rotura irregulares ao longo do maciço rochoso.

Nota: S corresponde ao afastamento entre descontinuidades.

5.4.1.2 Avaliação da capacidade resistente por métodos analíticos

Aqui serão apresentadas as metodologias propostas por Wyllie (1999) e EM.1110-1-2908 (1994) para avaliação da capacidade resistente última, para que a rotura à capacidade resistente seja verificada através da utilização do Coeficiente de Segurança Global. Primeiro, e antes de passar às referidas metodologias, é de referir que a segurança relativa à capacidade resistente é assegurada quando a capacidade resistente vertical é maior que a carga última aplicada ao terreno de fundação. Nas metodologias analíticas aqui propostas, por se basearem em normas não europeias, o principal objectivo é conhecer-se a capacidade de carga admissível, que é nada menos que a capacidade de carga última minorada pelo factor de segurança global:

$$q_a = \frac{q_u}{FS} \quad (5.8)$$

Outra forma de ficar a conhecer o factor de segurança é substituindo a capacidade de carga admissível pela a carga máxima que é aplicada ao terreno devido à estrutura e que pode ser obtida através do ponto 5.2 referente à distribuição de tensões.

$$FS = \frac{q_u}{q} \quad (5.9)$$

Capacidade resistente última proposta em Wyllie (1999)

O método aqui proposto por Wyllie (1999) serve para a determinação da capacidade resistente de maciços rochosos, em que a verificação da rotura por falta de capacidade resistente é efectuada com recurso ao coeficiente de segurança global obtido da forma descrita anteriormente. Apresenta-se um método analítico para três condições geológicas do maciço.

1. Maciços rochosos de fraca qualidade (Figura (i) Tabela 5.1)

Segundo Wyllie (1999), em maciços fracturados, o mecanismo de rotura dominante é por corte. O aumento da carga estrutural provoca no maciço um aumento de fracturas por esmagamento criando, assim, blocos de rocha imediatamente abaixo da fundação que se movem por corte. Este fenómeno resultará na dilatação da rocha e na formação de fracturas radiais na zona adjacente ao esmagamento, podendo atingir a superfície criando assim um mecanismo de corte como se ilustra na Figura 5.8 (a).

O diagrama Mohr-Coulomb, como demonstra a Figura 5.8 (b), apresenta a diminuição de resistência na zona imediatamente abaixo da fundação (zona A) com a zona não fracturada adjacente (zona B). A análise aqui demonstrada pela Figura 5.8 é idêntica àquela estudada na mecânica dos solos, onde, a zona A se encontra sujeita à pressão imposta pela fundação igual a σ_1 e a zona B está sujeita à tensão de confinamento σ_3 , que, por sua vez, é igual à resistência à compressão do maciço rochoso.

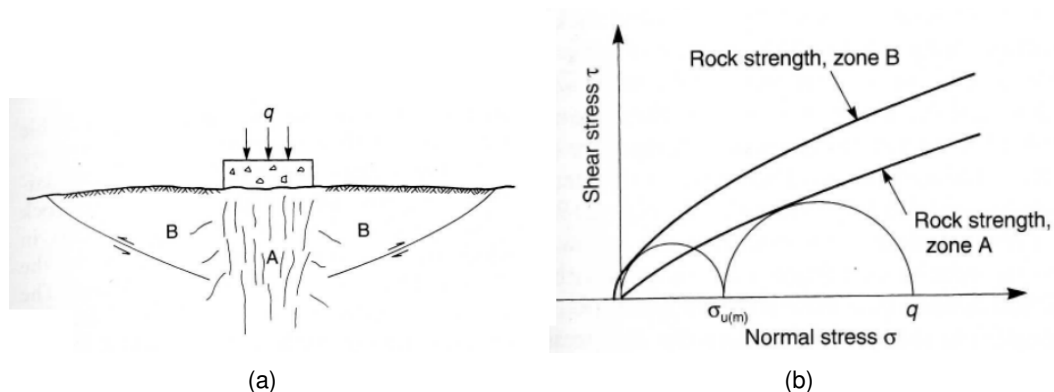


Figura 5.8: Efeito da carga de fundação num maciço rochoso fracturado Wyllie (1999): (a) esmagamento do maciço abaixo da fundação (zona A), formação de cunhas de rocha intacta nos arredores da fundação (zona B); (b) Diagrama de tensões do maciço rochoso.

O mecanismo de rotura aqui apresentado, juntamente com aqueles apresentados pela Tabela 5.1, assume que se desenvolvem cunhas activas e passivas imediatamente abaixo da fundação, onde, a resistência ao corte que define a estabilidade, será aquela definida pelo maciço rochoso. No caso de maciços rochosos de fraca qualidade ou extremamente fracturados, o mecanismo de rotura pode ser assumido como o apresentado pela Figura 5.1 (a), análogo ao estudado na mecânica dos solos, onde não é contabilizado do peso volúmico do terreno de fundação. Neste caso, a carga estrutural, q , é definida pela tensão σ_{1A} , σ_{1B} corresponde ao peso de terras acima da fundação igual a γD , onde D corresponde à altura enterrada. A rotura dá-se quando σ_{1B} é igual a σ_{3A} , querendo isto dizer que a tensão em A atingiu a resistência máxima do maciço, i.e., mobilizou-se a resistência ao corte na sua totalidade.

Um maciço rochoso, nestas condições, pode ser descrito através do critério Hoek-Brown como apresentado na secção 4.2. Como tal, através da utilização do critério Hoek-Brown, a capacidade resistente última do maciço rochoso pode ser dado de um modo geral pela expressão:

$$q_u = C_{f1} \sigma_1 \quad (5.10)$$

onde C_{f1} corresponde ao factor forma da fundação dado pela relação L/B e pode ser obtido através da Tabela 5.2. A tensão principal máxima é dada pelas equação 5.11 definida pelo critério Hoek-Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m_b \sigma_{ci} \sigma_3 + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} \quad (5.11)$$

sabendo que:

$$\sigma_3 = \sigma_{cm} \quad e \quad \sigma_{cm} = (s \sigma_{ci}^2)^{1/2} \quad (5.12)$$

substituindo na equação 5.11 tem-se:

$$\sigma_1 = s^{1/2} \sigma_{ci} \left[1 + (m_b s^{-1/2} + 1)^{1/2} \right] \quad (5.13)$$

Tabela 5.2: Valores dos factores-forma (adaptado de Wyllie, 1999).

Forma da Fundação	C_1	C_2
Infinita ($L/B > 6$)	1.0	1.0
Rectangular ($L/B = 2$)	1.12	0.9
Rectangular ($L/B = 5$)	1.05	0.95
Quadrada	1.25	0.85
Circular	1.2	0.7

Com isto é possível ficar a conhecer a capacidade resistente última do maciço rochoso, para uma carga estrutural centrada, em que a superfície do terreno se encontra num plano horizontal:

$$q_u = C_{f1} s^{1/2} \sigma_{ci} \left[1 + (m_b s^{-1/2} + 1)^{1/2} \right] \quad (5.14)$$

No que diz respeito a uma fundação assente para além da superfície do terreno, é necessário contabilizar esse peso de terras, q_s , à tensão de confinamento. Com isto, a capacidade resistente última será dada por:

$$q_u = C_{f1} \left[(m_b \sigma_{ci} \sigma'_3 + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} + \sigma'_3 \right] \quad (5.15)$$

em que:

$$\sigma'_3 = (m_b \sigma_{ci} q_s + s \sigma_{ci}^2)^{1/2} + q_s \quad (5.16)$$

onde q_s corresponde ao peso de terras acima da fundação, dado pela expressão:

$$q_s = \gamma D \quad (5.17)$$

sendo D a altura de terras acima da fundação e γ o peso volúmico do maciço.

2. Maciços rochosos cuja rotura é controlada por zonas de fraqueza (Figura (f) Tabela 5.1)

Caso o maciço rochoso apresente um conjunto de descontinuidades de maior fragilidade a nível mecânico, o mecanismo de rotura passa a ser controlado pelas características mecânicas dessas descontinuidades. Quando assim é, a capacidade resistente da fundação rochosa deve ser reduzida por duas razões. Primeiro, a forma da cunha desestabilizadora é definida pela orientação das descontinuidades mais fracas onde as dimensões e superfície da cunha podem ser limitadas. Em segundo lugar, a resistência das descontinuidades são significativamente menores que a do maciço rochoso. Nestas condições, pode haver rotura da fundação devido a deslocamentos da cunha passiva (Zona B na Figura 5.9).

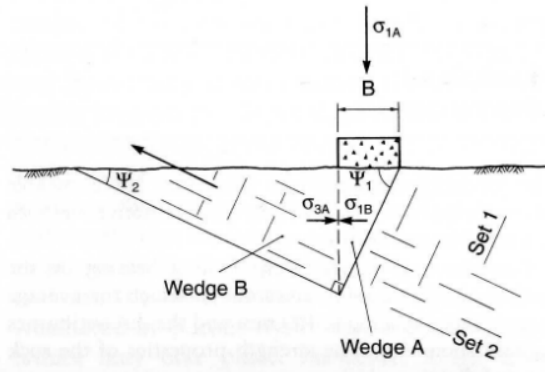


Figura 5.9: Capacidade de carga resistente de uma fundação assente num maciço rochoso controlado por zonas de fraqueza (Wyllie, 1999).

A Figura 5.9 apresenta um mecanismo de rotura típico deste tipo de formações, onde dois conjuntos de descontinuidades inclinados com ângulos ψ_1 e ψ_2 controlam o mecanismo de rotura tanto da cunha do lado passivo B como do lado activo A . A tensão principal mínima, σ_{3A} , actua horizontalmente na cunha do lado activo, na qual pode ser determinada pela expressão definida por Ladanyi & Roy (1971):

$$\sigma_{3A} = \left(\frac{\gamma B}{2 \tan \psi_1} \right) N_{\phi 2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi 2} - 1) \quad (5.18)$$

a capacidade resistente última é definida por:

$$q_u = \sigma_{3A} N_{\phi 1} + \left(\frac{c_1}{\tan \phi_1} \right) (N_{\phi 1} - 1) \quad (5.19)$$

em que ψ_1 corresponde à inclinação do conjunto de descontinuidades 1, c_1 e c_2 são as coesões dos conjuntos de descontinuidades 1 e 2, definidas através de ensaios de corte directo. Os factores correctivos $N_{\phi 1}$ e $N_{\phi 2}$ são definidos por:

$$N_{\phi 1} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (5.20a)$$

$$N_{\phi 2} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_2}{2} \right) \quad (5.20b)$$

Caso a fundação se encontre enterrada para além da superfície do terreno, ou caso esta se encontre na vizinhança de uma estrutura, a carga, devido ao peso de terreno ou da estrutura adjacente, deve ser contabilizada na carga resistente última como uma sobrecarga, q_s . Esta sobrecarga, dependendo da localização da mesma, pode aumentar ou diminuir a capacidade resistente última do terreno de fundação, sendo necessário incorporar essa sobrecarga na análise da capacidade resistente modificando a equação 5.18 pela seguinte:

$$\sigma_{3A} = \left(q_s + \frac{\gamma B}{2} \tan \psi_1 \right) N_{\phi 2} + \left(\frac{c_2}{\tan \phi_2} \right) (N_{\phi 2} - 1) \quad (5.21)$$

Normalmente nestas condições geológicas, é comum a instalação de ancoragens activas, i.e., são tensionadas depois de instaladas. A instalação deste sistema, para lá da cunha do lado passivo, faz com que seja aplicada uma carga ao terreno aumentando, assim, a capacidade resistente com consequente aumento da sobrecarga do lado passivo.

3. Formações estratificadas (Figuras (g) e (h) Tabela 5.1)

Os mecanismos de rotura devido à estratificação, especialmente quando uma camada mais rígida se encontra sobre uma camada mais compressível, são extremamente complexos. Como a camada superior apresenta um módulo de deformabilidade maior que a camada subjacente, a camada superior é que absorverá a maior parte da carga estrutural e a estabilidade da fundação dependerá primeiramente da capacidade resistente desta camada. Numa fase inicial do projecto, um dos processos é admitir que a camada superior é que suporta a carga total, sendo esta uma solução mais conservadora. O mecanismo de rotura, neste tipo de condições, depende das propriedades mecânicas de cada camada e também do rácio entre a espessura da camada mais rígida, H , e a largura da fundação, B (Wyllie, 1999). Na Figura 5.10 apresentam-se três mecanismos de rotura comuns neste género de formações.

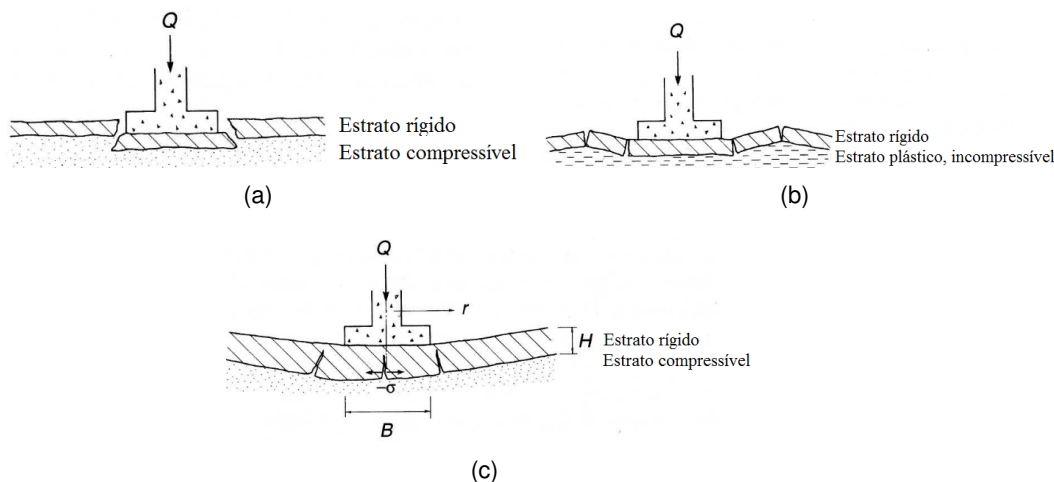


Figura 5.10: Fundações superficiais em formações estratificadas com camada superior rija e camada inferior compressível (Sowers, 1979): (a) rotura por punçoamento; (b) rotura por deformação; (c) rotura por flexão.

Em seguida, demonstram-se algumas vias para o cálculo da capacidade resistente última para as condições referidas na Figura 5.10.

- Rotura por punçoamento

A capacidade resistente última de uma fundação, em que o mecanismo de rotura provável em terrenos estratificados é por penetração da camada superior na camada inferior (quando o rácio H/B é relativamente pequeno e a camada inferior é compressível), é estimada multiplicando a resistência ao corte da rocha superior, estimada pelos métodos sugeridos em 4.4, pela área que apreende a superfície de rotura, como se pode verificar pela expressão:

$$q_u = \tau A \quad (5.22)$$

A superfície de rotura pode ser assumida por uma forma cilíndrica com a área igual ao produto entre o perímetro da fundação com a espessura da camada superior:

$$A = BL \quad (5.23)$$

Uma das medidas correctivas para este tipo de condições é através de técnicas de tratamento como o *Jet Grouting*, o que permite um aumento da capacidade de carga da camada inferior, assim como o preenchimento de possíveis cavidades existentes com betão.

- Rotura por flexão ou tracção

Quando o mecanismo de rotura da fundação é por flexão ou tracção (normalmente com um rácio H/B grande e camada inferior compressível), a estabilidade é avaliada comparando a força de tracção da rocha com os níveis de tracção na zona inferior que suporta a fundação. A resistência à tracção, σ_t , no centro da camada inferior de uma fundação circular sujeita a uma carga uniforme, Q , actuando sobre uma área com um raio de $B/2$, como se demonstra pela Figura 5.10 (c) e definida por Roark & Young (1970) pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{6M}{H^2} \quad (5.24)$$

onde M é o máximo momento no centro da área de suporte da fundação sujeita à carga instalada, dado pela expressão:

$$M = \frac{Q}{4\pi} \left[(1 + \nu) \log_e \left(\frac{r}{r_0} \right) + 1 \right] \quad (5.25)$$

em que r se refere ao raio da zona de suporte da fundação que suporta a carga, H corresponde à espessura da camada superior e ν é o coeficiente de Poisson do material rocha. No que respeita ao parâmetro r_0 este depende das dimensões relativas da área carregada B e a espessura da camada:

Para $B > H$ tem-se:

$$r_0 = \frac{B}{2} \quad (5.26)$$

Se $B < H$:

$$r_0 = \left[1.6 \left(\frac{B}{2} \right)^2 + H^2 \right]^{1/2} - 0.675H \quad (5.27)$$

Ao aplicar-se uma destas formulações, uma decisão tem que ser tomada pelo projectista no que respeita ao raio zona de influência da fundação, r . A realização de uma análise de sensibilidade mostra que os níveis de tensão atingem valores máximos com o aumento do raio, dando assim, uma indicação do estado de tensão a utilizar em projecto.

Capacidade resistente última proposta por Bell

A estimativa da capacidade resistente última proposta por Bell em maciços rochosos aqui apresentada é obtida através de aproximações empíricas e semi-empíricas desenvolvido posteriormente por Terzaghi (1943). Baseia-se na mecânica dos solos onde contabiliza factores correctivos do terreno de fundação, com a possível verificação da capacidade resistente com a aplicação de coeficientes parciais, *GEO* e *STR*.

Apresenta-se, de seguida, a formulação matemática para estimar a capacidade resistente última do maciço rochoso para os mecanismos de rotura apresentados na Tabela 5.1.

- Rotura por corte geral

Embora a rotura por falta de capacidade resistente do maciço rochoso não seja muito comum, o mecanismo formado pela rotura ao corte, devido aos fenómenos descritos por Wyllie (1999) para maciços de fraca qualidade, é aquele que apresenta uma maior semelhança à mecânica dos solo. A capacidade resistente última quando sujeita a este tipo de mecanismo é expresso por:

$$q_u = C_{f1}cN_c + 0.5C_{f2}B\gamma N_\gamma + D\gamma N_q \quad (5.28)$$

onde:

γ - peso volúmico do maciço rochoso (peso volúmico saturado, γ_{sat} , se abaixo do nível freático);

D - profundidade da fundação;

C_{f1} e C_{f2} - factor de forma, corrigindo a expressão para o caso de fundações com comprimento infinito que podem ser obtidos pela Tabela 5.2, tendo em conta a relação L/B .

Os termos N_c , N_γ e N_q são factores correctivos que dependem das características resistentes do maciço e são dados pelas seguintes equações:

$$N_c = 2N_\phi^{1/2}(N_\phi + 1) \quad (5.29a)$$

$$N_\gamma = 0.5N_\phi^{1/2}(N_\phi^2 - 1) \quad (5.29b)$$

$$N_q = N_\phi^2 \quad (5.29c)$$

$$N_\phi = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.29d)$$

Os valores dos factores correctivos, N_c , N_γ e N_q , podem também ser obtidos através da Figura 5.11, desenvolvida por Terzaghi (1943). Estes factores correctivos tendem a subestimar os valores reais da fundação, podendo diferir daqueles calculados pelas equações 5.29.

Caso a fundação se encontre à superfície ($q_s = 0$) e a carga imposta à fundação pela estrutura for significativamente elevada, em comparação com o peso volúmico do maciço rochoso, a cunha de rocha que forma o mecanismo de rotura pode ser ignorada, simplificando assim a expressão 5.28 para:

$$q_u = C_{f1}cN_c \quad (5.30)$$

Nestas condições, a rotura por corte acontece quando a fundação se encontra em superfícies inclinadas, tal como na extremidade superior de um talude. Neste caso, e devido ao reduzido volume de massa rochosa na zona do talude, é necessário reduzir a capacidade resistente de forma a contabilizar a falta de capacidade resistente lateral. Para um talude pouco inclinado, onde a sua inclinação é inferior a $\phi/2$, a capacidade de suporte ou assentamento controlará a carga admissível na fundação. Por outro lado, se o talude tiver uma inclinação superior a $\phi/2$, é raramente necessário averiguar a capacidade resistente porque a instabilidade do talude é que controlará o mecanismo de rotura (Wyllie, 1999). A capacidade resistente última para fundações em terrenos inclinados é dada por:

$$q_u = C_{f1}cN_{cq} + 0.5C_{f2}B\gamma N_{\gamma q} \quad (5.31)$$

onde os factores N_{cq} e $N_{\gamma q}$ são obtidos pelos gráficos dados na Figura 5.12 e dependem do ângulo de inclinação do talude β , do ângulo de atrito do maciço rochoso, ϕ , e número de estabilidade, N_0 , obtido pela expressão 5.32.

$$N_0 = \frac{\gamma H}{c} \quad (5.32)$$

Este caso assume que o nível de água se encontra a uma profundidade, no máximo, à altura da fundação. Quando o nível freático ultrapassa este nível, devem ser incluídas na análise as pressões de água instaladas na fundação.

- Rotura por corte geral não contabilizando a coesão

Este tipo de mecanismo de rotura é comum em casos onde a rotura por corte se desenvolve ao longo de planos de descontinuidades ou em rochas extremamente fracturadas, como ilustrado pelas Figuras (f) e (i) na Tabela 5.1, sendo que a

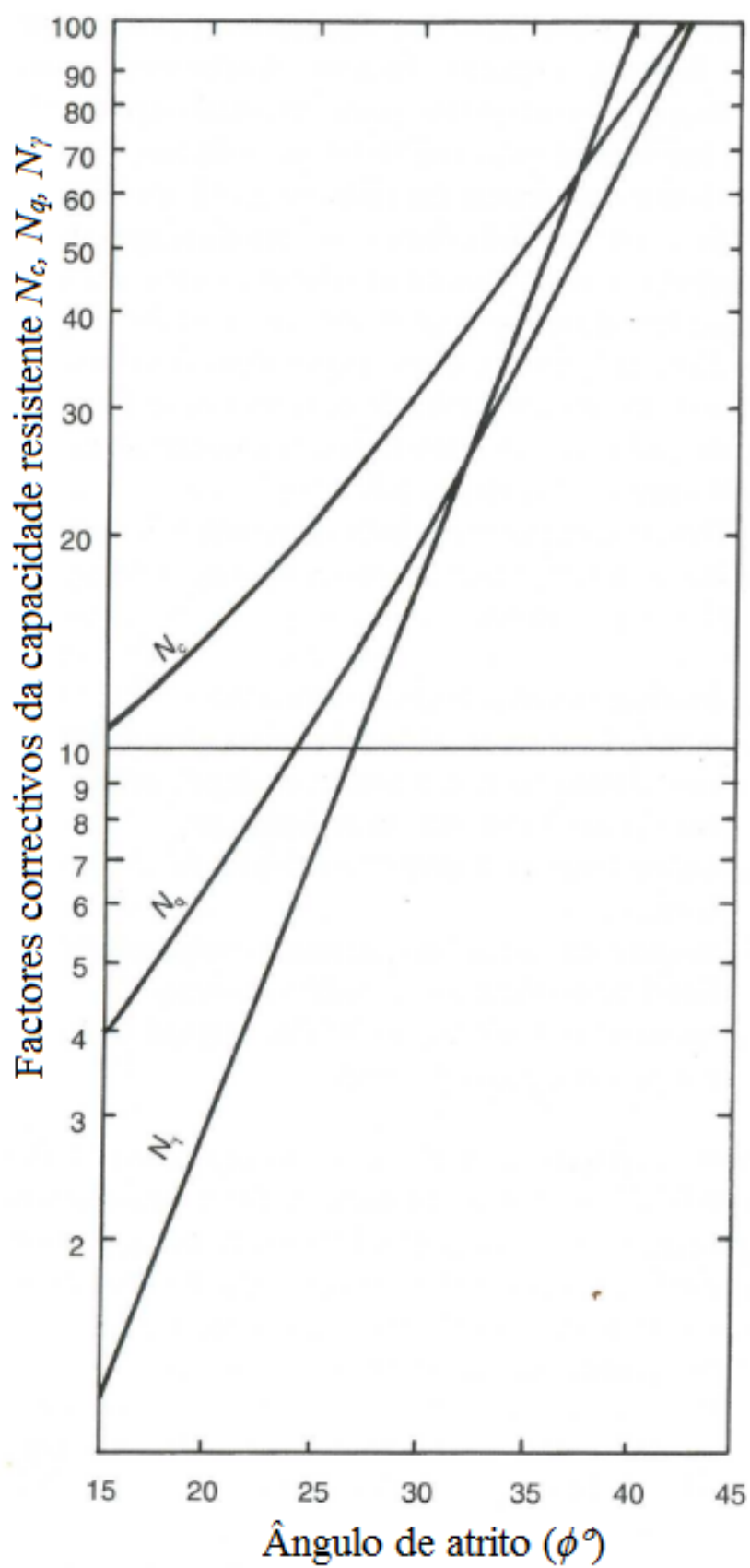


Figura 5.11: Factores correctivos para fundações assentes numa superfície rochosa (Wyllie, 1999).

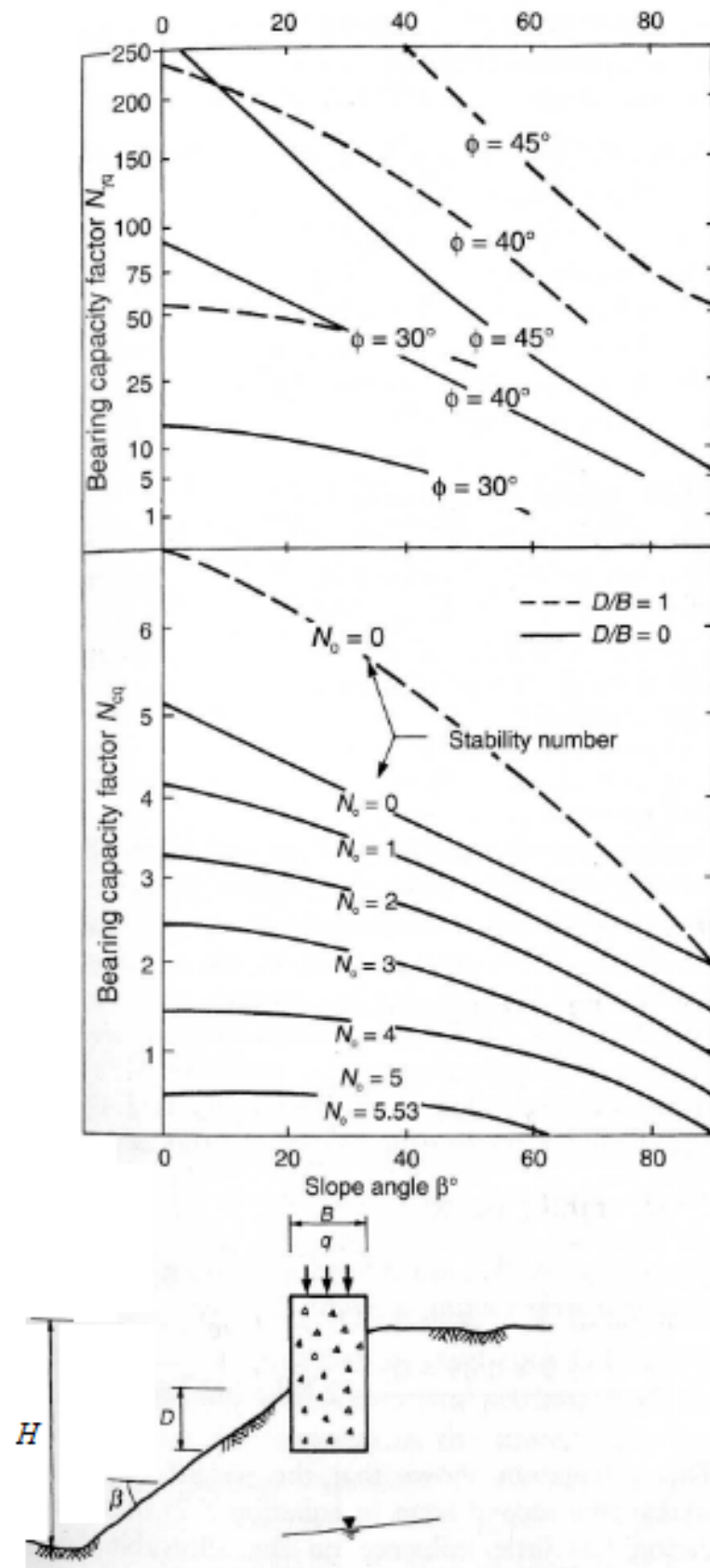


Figura 5.12: Valores dos factores correctivos para uma fundação assente numa superfície rochosa inclinada (Wyllie, 1999).

coesão não fornece qualquer tipo de resistência para evitar a rotura. Quando assim é, a capacidade resistente última pode ser estimada pela equação:

$$q_u = C_{f2}0.5\gamma BN_\gamma + \gamma DN_q \quad (5.33)$$

As constantes têm o significado apresentadas anteriormente.

- Rotura por corte local

O mecanismo de rotura por corte local representa um caso especial onde o mecanismo de rotura não atinge a superfície, como apresentado pela Figura (a) na Tabela 5.1. Neste caso, a altura enterrada da fundação não contribui significativamente para a capacidade de carga total. Podendo-se estimar a capacidade resistente última através da equação:

$$q_u = C_{f1}cN_c + 0.5C_{f2}\gamma BN_\gamma \quad (5.34)$$

- Rotura por compressão

A rotura por compressão é geralmente comum em maciços rochosos que apresentam descontinuidades extremamente inclinadas ($70^\circ < \psi < 90^\circ$) com um afastamento significativo das suas juntas. Se o afastamento entre essas descontinuidades for menor que a largura da fundação, estas funcionam como duas colunas, não oferecendo qualquer resistência mecânica ao maciço. Este tipo de mecanismo, ilustrado pela Figura (c) na Tabela 5.1, é semelhante à rotura por compressão sem confinamento, na qual a carga última pode ser estimada por:

$$q_u = 2c \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.35)$$

- Rotura por separação

No caso de descontinuidades extremamente afastadas em relação à largura da fundação e com orientação vertical ($70^\circ < \psi < 90^\circ$), acontece o fenómeno de rotura por separação no maciço sobrejacente à fundação, como demonstra a Figura (e) na Tabela 5.1. Perante este fenómeno, Bishnoi (1968) sugere as seguintes soluções, tendo em conta as várias formas da fundação, para avaliar a capacidade resistente última do maciço:

Fundações circulares:

$$q_u = JcN_{cr} \quad (5.36)$$

Fundações quadradas:

$$q_u = 0.85JcN_{cr} \quad (5.37)$$

Fundações rectangulares finitas com $L/B \leq 32$:

$$q_u = \frac{JcN_{cr}}{(2.2 + 0.18L/B)} \quad (5.38)$$

em que J corresponde a um factor que é função da espessura da fundação rochosa e a largura da fundação, que pode ser obtido pelo gráfico apresentado pela Figura 5.13. N_{cr} corresponde ao factor da capacidade de suporte, definido pela expressão:

$$N_{cr} = \frac{2N_{\phi}^2}{1 + N_{\phi}} (\cot \phi)(S/B) \left(1 - \frac{1}{N_{\phi}}\right) - N_{\phi}(\cot \phi) + 2N_{\phi}^{(1/2)} \quad (5.39)$$

N_{ϕ} tem o significado já referido, e S refere-se ao espaçamento entre um conjunto de descontinuidades. Este factor N_{cr} pode ainda ser estimado através da Figura 5.14.

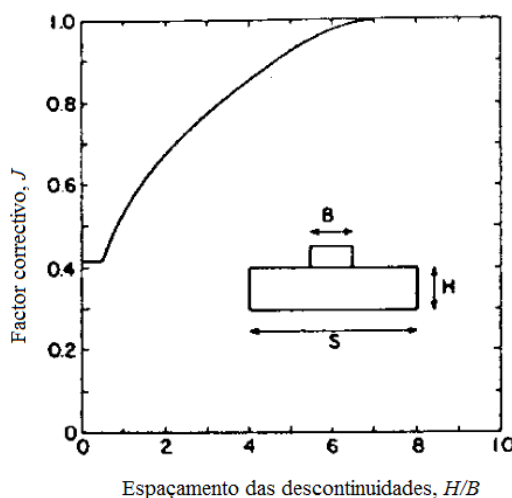


Figura 5.13: Factor correctivo função da espessura da fundação rochosa e a largura da fundação, J (Bishnoi, 1968).

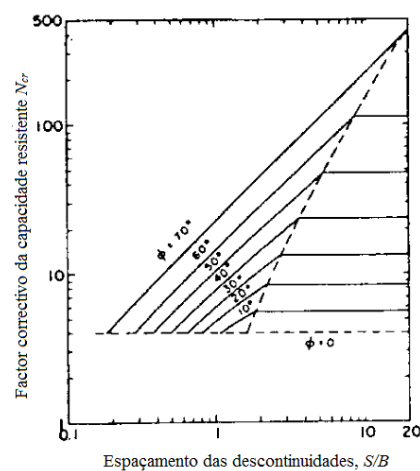


Figura 5.14: Factor correctivo da capacidade de suporte, N_{cr} , em relação ao espaçamento das descontinuidades (Bishnoi, 1968).

5.4.1.3 Avaliação da capacidade resistente por métodos empíricos

A capacidade resistente também pode ser estimada através da utilização de métodos expeditos de observação, como aqueles referidos no capítulo 3 deste trabalho. A sua utilização é de grande utilidade, pois permite uma rápida noção da capacidade resistente que o maciço rochoso em estudo apresenta.

Neste ponto, ao contrário do ponto anterior, a verificação da rotura por falta de capacidade resistente por via empírica ou semi-empírica não recorre à utilização de coeficientes de segurança. Isto porque os valores de carga aqui determinados são aqueles que verificam todos os estados limites.

Capacidade resistente com base nas classificações geomecânicas

Embora exista na bibliografia um grande número de classificações geomecânicas, optou-se pela avaliação da capacidade resistente através das classificações descritas no capítulo 3 desta dissertação. A escolha das classificações

geomecânicas a utilizar deve-se ao facto de a maioria das classificações já existentes terem sido desenvolvidas para obras subterrâneas, enquanto que as aqui apresentadas podem ser utilizadas para construção de fundações em maciços rochosos.

Numa fase inicial da avaliação da capacidade resistente, Peck et al. (1974) apresentam pela Tabela 5.3, a capacidade de carga última para vários tipos de rocha em t/m^2 , através de métodos empíricos.

Tabela 5.3: Capacidade resistente última (q_u) para vários tipos de rocha (adaptado de Peck et al., 1974).

Nº	Tipo de Rocha/Material	Capacidade de carga última, q_u (t/m^2)
1	Terreno de fundação em maciço cristalino incluindo granito, diorito, gneisse, calcário rijo e dolomito.	1000
2	Rochas foliadas tais como: xistos ou argila xistosa em boas condições	400
3	Calcário às camadas em boas condições	400
4	Rochas sedimentárias, incluindo calcários rijos e arenitos	250
5	Terreno de fundação macio ou quebradiço (excluindo xistos) e calcários macios	100
6	Xistos macios	30

- Capacidade de carga admissível utilizando o RMR

A Tabela 5.4 apresenta a gama de valores para a capacidade de carga admissível do maciço rochoso, tendo em conta a classificação RMR. A relação entre RMR e capacidade de carga admissível aqui apresentada foi desenvolvida por Singh (1991) e Mehrotra (1992) com base em ensaios de placa em 60 locais, calculando a capacidade de carga admissível para uma fundação com $6m$ de largura com um assentamento de $12mm$. Na Figura 5.15 está ilustrado a linha de tendência observada entre o valor da capacidade de carga admissível, obtida no ensaio, e o valor de RMR. É de referir que o assentamento admissível, assim como o deslocamento na rotura, é reduzido à medida que formação geológica diminui de qualidade (Singh & Goel, 1999).

Tabela 5.4: Capacidade resistente admissível com base no RMR (adaptado de Mehrotra, 1992).

Capacidade de carga admissível (q_a) com base no RMR					
Classificação	I	II	III	IV	V
Descrição da rocha	Muito Bom	Bom	Moderado	Fraca	Muito fraca
RMR	100-81	80-61	60-41	40-21	20-0
q_a (t/m^2)	600-440	440-280	280-135	135-45	45-30

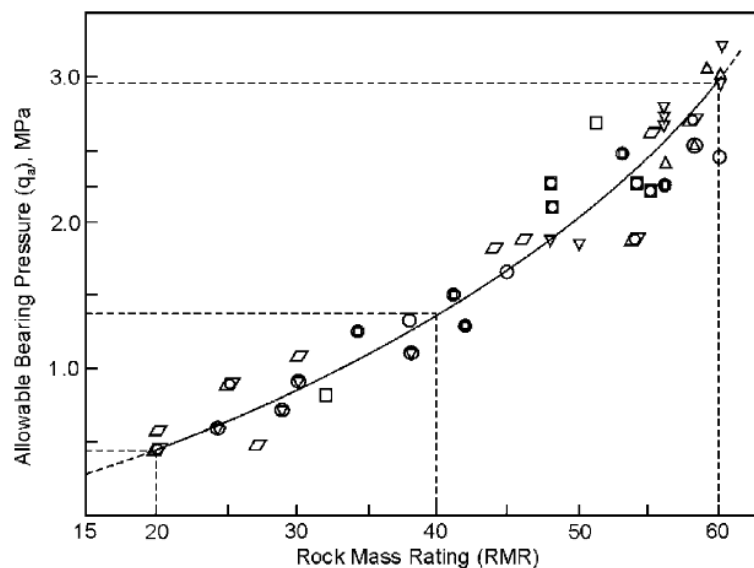


Figura 5.15: Capacidade de carga admissível com base na classificação RMR, com teor em água natural (Mehrotra, 1992).

- Capacidade de carga admissível com recurso ao RQD

A relação entre o índice RQD e a capacidade de carga admissível foi desenvolvida por Peck et al. (1974), prevendo que a tensão aplicada não excedia a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta ($q_a < \sigma_{ci}$). Esta relação é apresentada na Figura 5.16 pela aproximação descrita pela equação 5.40. No entanto, estes valores, comparados com os da Figura 5.15, aparentam ser demasiado elevados.

$$q_a = 1 + \frac{(RQD/16)}{1 - (RQD/130)} \quad (5.40)$$

Método empírico sugerido pela Sociedade Canadiana de Geotecnia

Refere-se ainda, a título de exemplo, um outro método descrito pela Sociedade Canadiana de Geotecnia em 1985 de forma a determinar a capacidade resistente última, q_u , através da seguinte relação:

$$q_u = 3\sigma_{cm}K_{sp}P \quad (5.41)$$

onde P é o factor de profundidade descrito pela expressão 5.42a e K_{sp} é um factor empírico dado pela relação descrito pela equação 5.42b:

$$P = 0.8 + 0.2 \left(\frac{h}{D} \right) < 2 \quad (5.42a)$$

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S}{B}}{\left[10 \left(1 + \frac{300g}{S} \right)^{0.5} \right]} \quad (5.42b)$$

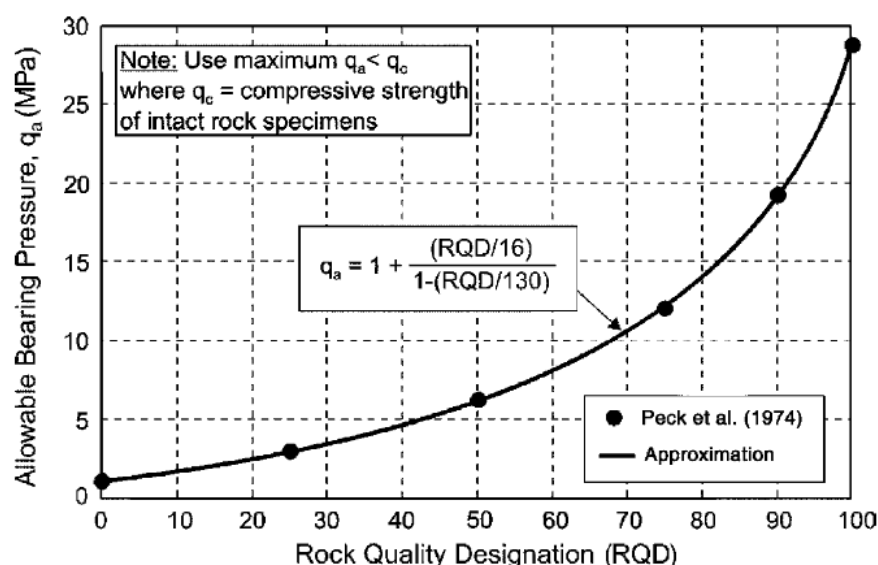


Figura 5.16: Capacidade de carga admissível para fundações em maciços rochosos fracturados com base no RQD (Peck et al., 1974).

Aqui g é referente à abertura das descontinuidades, D corresponde ao diâmetro da fundação, h o comprimento enterrado da fundação, para fundações superficiais em edifícios $P = 1$, os restantes símbolos foram descritos anteriormente. Esta técnica apresenta valores aceitáveis para rácios de S/B e g/S entre 0.05 a 2 e 0 a 0.02, respectivamente (Abdornia et al., 2012). É apresentado em Singh & Goel (2011), a mesma metodologia para o cálculo da capacidade de carga última, pela Sociedade Canadana de Geotecnia. No entanto, esta substitui $3\sigma_{cm}$ pela média da resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, medida em laboratório.

No mesmo artigo realizado por Abdornia et al. (2012), assim como em Singh & Goel (2011), são apresentadas outras relações empíricas e semi-empíricas através da aplicação de expressões matemáticas, que contabilizam parâmetros característicos do material rochoso e a qualidade do mesmo.

5.4.2 Rotura por deslizamento

A verificação da rotura por deslizamento não é um problema que comprometa a estabilidade de fundação superficial, isto porque, numa obra corrente, ou na sua generalidade, as cargas a que fundação está sujeita são verticais, não estando em causa a rotura devido a forças horizontais que provoquem o deslizamento. Contudo, no caso de a fundação estar perante uma carga inclinada, ou no caso de uma estrutura de suporte em que o peso de terras a suportar cria um impulso sobre o muro provocando possível deslizamento ou até mesmo numa barragem, torna-se num factor que é necessário ter-se em conta.

Não existe, na bibliografia consultada, um caso específico para verificar a estabilidade de uma fundação superficial em maciços rochosos quando sujeita a uma carga horizontal. No entanto, uma das abordagens possíveis para a realização da verificação ao deslizamento é tratar o maciço rochoso como um material solo e efectuar a verificação através do que é descrito pelo EC7. Neste caso, os parâmetros característicos do solo são substituídos pelos parâmetros característicos do maciço rochoso, através das metodologias propostas no capítulo 4.

Num estudo da estabilidade de uma barragem, Romana (2003) apresenta uma nova classificação com base no sistema RMR onde apresenta mudanças no factor de ajustamento que contabiliza o efeito da orientação das descontinuidades proposto por Bieniawski & Orr (1976). Embora numa barragem o efeito desestabilizador tenha particularidades muito diferentes das de uma fundação superficial, esta na sua essência, funciona como uma fundação podendo ser uma possibilidade para avaliar este tipo de rotura. Todavia, porque este problema se encontrar fora do âmbito do trabalho não será aqui descrita a classificação geomecânica a utilizar em barragens sugerido por Romana (2003).

O caso mais preocupante de rotura por deslizamento numa fundação superficial é quando esta se encontra no cume de um talude, em que neste, devido à força vertical exercida pela fundação, pode surgir uma cunha de terreno desestabilizadora para o talude, criando desta forma, um plano de deslizamento. Porém, devido a este tipo de rotura ser a de um colapso de talude, este será abordado no capítulo seguinte referente à estabilidade de taludes em maciços rochosos em que a carga exercida pela fundação pode ser contabilizada na verificação aos estados limites de um talude através de uma sobrecarga de valor igual à força exercida pela fundação.

Em jeito de conclusão, a nível construtivo, uma das possibilidades para prevenir o deslizamento na interface entre terreno e fundação é a colocação de betão projectado com significativa rugosidade na superfície de implantação da fundação de forma a permitir uma maior solidarização entre terreno e fundação.

5.4.3 Perda de estabilidade global

O EC7 indica que a segurança em relação à perda de estabilidade global deve ser verificada em especial para fundações nas seguintes situações:

- em locais inclinados, taludes naturais ou aterros, ou nas proximidades;
- na proximidade de escavações ou de estruturas de suporte;
- na proximidade de cursos de água, de canais, de albufeiras ou do mar;
- na proximidade de minas ou de estruturas enterradas.

A verificação da rotura por perda de estabilidade global, como é possível averiguar, é um assunto referente à estabilidade de taludes. A sua inclusão na estabilidade

de fundações, apenas faz sentido quando uma fundação está assente na crista ou na face de um talude natural ou de escavação. Como tal, e com o objectivo de efectuar uma análise completa aos estados limites últimos de fundações em maciços rochosos, este problema será esmiuçado no capítulo seguinte deste documento. Do mesmo modo que foi feito para a verificação da falta de capacidade resistente do terreno, apresentar-se-ão métodos analíticos e empíricos para a resolução do problema, na situação em que a fundação é representada por uma sobrecarga sobre o talude.

5.4.4 Assentamentos

A verificação aos estados limites de utilização, num edifício corrente, está intimamente ligada à verificação dos assentamentos admissíveis em relação aos assentamento espectáveis, não podendo estes últimos exceder os assentamentos admissíveis pela estrutura. Neste ponto, apresentam-se os assentamentos admissíveis dados pelo EC7 (2010) para estruturas correntes, assim como metodologias para avaliar os assentamentos de uma fundação superficial perante uma carga de serviço.

5.4.4.1 Assentamentos admissíveis

No dimensionamento de fundações, sejam elas em solos ou maciços rochosos, devem ser estabelecidos valores limites para os movimentos da fundação. Valores de assentamento que são insuficientes para causar rotura da estrutura podem, ainda assim, tornar-se inaceitáveis se estes causarem fracturas significativas nos elementos estruturais. Os valores de cálculo dos movimentos devem ser acordados com o projectista da estrutura, devendo estes ter em conta os seguintes aspectos de acordo com o EC7 (2010):

- Grau de confiança com que pode ser especificado o valor admissível do movimento
- Tipo de estrutura
- Tipo de material de construção
- Tipo de fundação
- Tipo de terreno
- Modo de deformação
- A utilização proposta para a estrutura

A danificação de um edifício devido ao excesso de assentamento é normalmente controlado pelos assentamentos diferenciais e as rotações relativas das fundações, ou seja, variações no deslocamento vertical em diferentes locais do edifício, em vez do assentamento total. Como é de esperar, a rotação relativa máxima aceitável é diferente de caso para caso. O EC7 (2010) apresenta valores

limites de rotação relativa máxima, β , segundo os estados limites últimos e de utilização, respeitantes a estruturas correntes:

- $\beta > 1/150$ - Suscetível de provocar um estado limite último;
- $1/2000 > \beta > 1/300$ - Gama de valores de modo a evitar um estado de limite de utilização da estrutura;
- $\beta < 1/500$ - Rotação relativa máxima aceitável para muitas estruturas.

É de referir que estes valores se aplicam quando o modo de deformação tem uma concavidade voltada para cima, como demonstra a Figura 5.17. No caso da concavidade ser voltada para baixo, em que o assentamento nas extremidades é superior ao da parte intermédia, os valores deverão ser divididos por dois. São ilustrados pela Figura 5.17 as componentes do movimento das fundações que deverão ser consideradas.

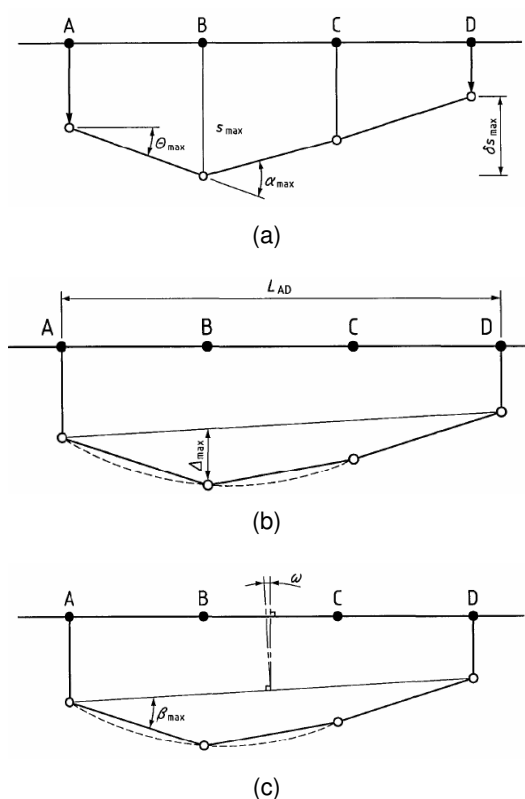


Figura 5.17: Definições do movimento das fundações (EC7, 2010): (a) definições do assentamento s , do assentamento diferencial δs , da rotação θ e da deformação angular α ; (b) definições da deflexão relativa Δ e da razão de deflexão Δ/L ; (c) definições da inclinação ω e da rotação relativa (distorção angular) β .

Para estruturas normais com fundações isoladas, é aceitável, segundo o EC7 (2010), assentamentos totais até 50 mm . É ainda admissível, em alguns casos, valores de assentamentos maiores desde que as rotações relativas se situem

dentro dos limites aceitáveis e que os assentamentos totais não causem problemas nas instalações especiais.

5.4.4.2 Avaliação de assentamentos

A avaliação dos deslocamentos verticais depende de várias particularidades geológicas do local de implantação da fundação, nomeadamente o grau de fracturação, estratificação, zonas de fraqueza e isotropia do maciço. Aqui apresenta-se um dos métodos considerado adequado para estimar os assentamentos por via numérica, tendo em conta algumas particularidades aqui referenciadas, não abrangendo, naturalmente, todo o tipo de condições geológicas. Para condições geológicas mais complexas em que estes métodos não sejam aplicáveis, sugere-se uma via analítica, nomeadamente através de elementos finitos. É de referir que na utilização dos procedimentos descritos aconselha-se que seja efectuada uma análise paramétrica de forma a aferir a influência das propriedades do maciço no assentamento espectável, nomeadamente espessura das camadas e propriedades elásticas da rocha (Wyllie, 1999).

Nas fundações em maciços rochosos, o terreno de fundação pode ser considerado como elástico isotrópico. Segundo estas condições, o assentamento de uma fundação devido a uma carga de serviço pode ser calculado através da teoria de elasticidade com a utilização de valores adequados do módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson do maciço.

Nestas condições, o deslocamento vertical (assentamento), δ_v , pode ser calculado através da expressão estudada na mecânica dos solos para a avaliação do assentamento, dado pela equação 5.43, para fundações em que a distribuição de tensões é uniforme.

$$\delta_v = \frac{I_f q B (1 - \nu^2)}{E} \quad (5.43)$$

onde o parâmetro I_f depende tanto da geometria da área carregada como da posição do ponto para o qual o assentamento é calculado; este, foi apresentado na mecânica dos solos, contudo, apresenta-se uma extensão do valor de I_f na Tabela 5.5.

Devido à incerteza na geotecnia, nem sempre é possível garantir que o maciço rochoso em estudo se encontra nestas condições. Muitas vezes, aquando da realização da obra, o projectista depara-se com situações não identificadas na prospecção geotécnica. Apresenta-se também o método para determinar os assentamentos expectáveis em algumas situações particulares, nomeadamente aquelas apresentadas pela Figura 5.18, que podem ser simplificadas para que o assentamento possa ser determinado através da teoria da elasticidade.

Tabela 5.5: Valor do parâmetro I_f num semi-espaco elástico (adaptado de Wyllie, 1999).

Forma da Fundação	Centro	Canto	Meio de um lado curto	Meio de um lado longo	Média
Circular	1.00	0.64	0.64	0.64	0.85
Circular (rígido)	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
Quadrado	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
Quadrado (rígido)	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
Rectângular					
Relação comprimento/largura:					
1.5	1.36	0.67	0.89	0.97	1.15
2	1.52	0.76	0.98	1.12	1.30
3	1.78	0.88	1.11	1.35	1.52
5	2.10	1.05	1.27	1.68	1.83
10	2.53	1.26	1.49	2.12	2.25
100	4.00	2.00	2.20	3.60	3.70
1000	5.47	2.75	2.94	5.03	5.15
10000	6.90	3.50	3.70	6.50	6.60

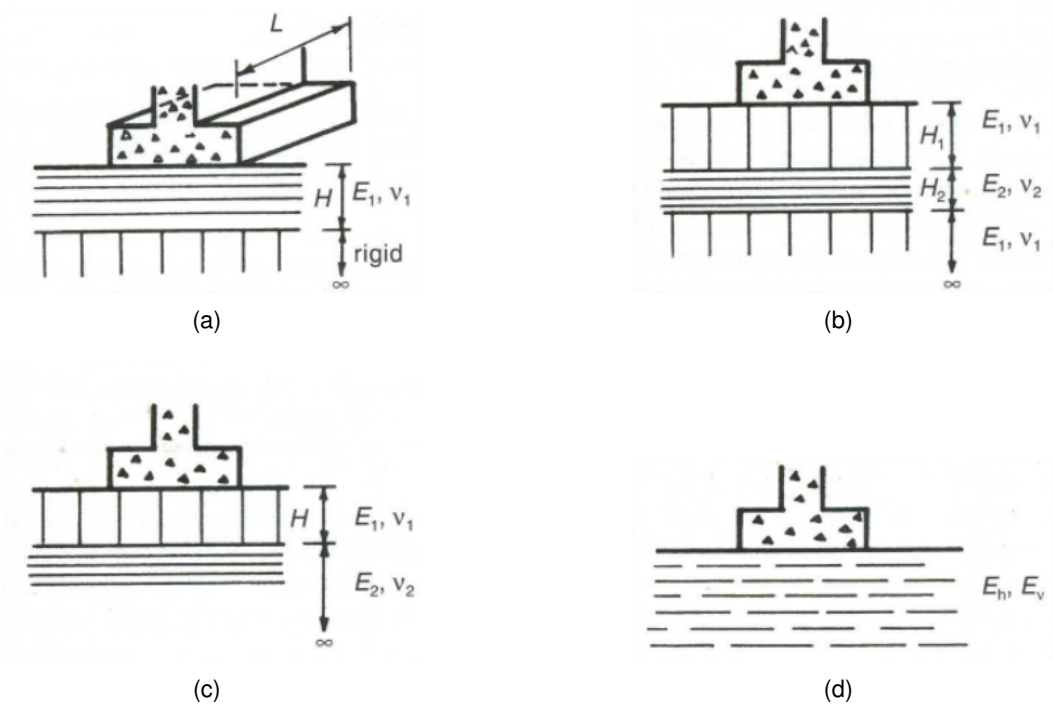


Figura 5.18: Condições geológicas particulares no cálculo do assentamento em fundações superficiais (Wyllie, 1999): (a) camada compressível sobrejacente a uma base rígida; (b) camada compressível intercalada com uma camada mais rígida $E_1 > E_2$; (c) camada superior rija assente numa camada compressível $E_1 > E_2$; (d) maciço rochoso transversalmente isotrópico.

Formações estratificadas

Para as condições ilustradas pelas Figura 5.18 (a), (b) e (c), é possível a utilização da teoria da elasticidade de forma a estimar o assentamento. Nestas condições, o assentamento é estimado através da expressão 5.43, substituindo o parâmetro I_f pelo parâmetro I'_f , que depende da espessura da camada e da geometria da fundação, obtido pela tabela Tabela 5.6 para o centro da fundação. Descreve-se, sucintamente, os modelos de cálculo para as condições referidas, assim como alguns pressupostos que são necessários ter em conta no cálculo dos assentamentos de fundações superficiais em terrenos rochoso estratificados.

Tabela 5.6: Valores do factor-forma I'_f para o cálculo do assentamento no centro de uma área carregada uniformemente numa camada elástica assente numa base rígida (adaptado de Winterkorn & Fang, 1975).

H/B	Diâmetro = B	Forma Rectangular						
		L/B = 1	L/B = 1.5	L/B = 2	L/B = 3	L/B = 5	L/B = 10	L/B = ∞
0.10	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23	0.23
5.00	0.48	0.48	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47
1.00	0.70	0.75	0.81	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83
1.50	0.80	0.86	0.97	1.03	1.07	1.08	1.08	1.08
2.50	0.88	0.97	1.12	1.22	1.33	1.39	1.40	1.40
3.50	0.91	1.01	1.19	1.31	1.45	1.56	1.59	1.60
5.00	0.94	1.05	1.24	1.38	1.55	1.72	1.82	1.83
∞	1.00	1.12	1.36	1.52	1.78	2.10	2.53	∞

- Camada compressível sobre maciço rochoso rijo

No caso de uma camada compressível, exemplo de um material rochoso com maior grau de fracturação, assente numa camada de rocha competente, a uma profundidade considerável, o papel da camada subjacente mais rija é a diminuição do deslocamento vertical. Aqui, o cálculo do assentamento deve ser efectuado através da equação 5.43 com a utilização do parâmetro I'_f .

- Camada de material compressível entre formação rija

Neste ponto, o assentamento é calculado de forma análoga ao caso anterior, assumindo que a camada inferior é de espessura infinita e as duas camadas superiores actuam como uma única camada de maior compressibilidade. Com estes pressupostos, a utilização do parâmetro I'_f pode ser obtido pela mesma Tabela, tendo em conta alguns aspectos. É necessário homogeneizar as duas camadas superiores de forma a ser possível tratá-la como uma única. O módulo de deformabilidade é homogeneizado através da média ponderada entre ambas

as camadas, através da expressão 5.44, e a espessura H de forma a aplicar a Tabela 5.6 é o somatório entre ambas as camadas ($H_1 + H_2$).

$$E = \frac{(E_1 H_1 + E_2 H_2)}{(H_1 + H_2)} \quad (5.44)$$

O assentamento, pelo método aqui descrito, tende a ser sobrestimado, isto porque o assentamento estimado não conta com o efeito de distribuição de cargas na camada superior mais rija. Quer dizer, a camada superior suporta uma porção significativa de carga que não é transferida para a camada inferior mais compressível, caso que não é tido em conta (Wyllie, 1999).

- Formação competente sobrejacente a uma formação mais compressível

Quando as condições geológicas apresentam uma camada de rocha mais competente assente numa camada compressível de espessura, assumida, infinita, o cálculo do assentamento à superfície, δ_v , para uma carga uniformemente distribuída numa fundação circular de diâmetro B é estimado utilizando a equação 5.45 que se segue:

$$\delta_v = a \delta_\infty \quad (5.45)$$

Aqui, a é um factor correctivo dado pela Tabela 5.7, determinado pela relação entre os módulos de deformabilidade de ambas as camadas (E_1/E_2) e o rácio H/B (Figura 5.18 (c)). No que respeita a δ_∞ , este corresponde ao assentamento calculado assumindo que o material de fundação é composto unicamente pelo material mais compressível (E_2 e ν_2), com características elásticas isotrópicas calculado pela expressão 5.43 e o factor I_f determinado pela Tabela 5.5.

Tabela 5.7: Factor correctivo do assentamento de distorção elástica a , no centro de uma carga circular uniforme numa camada elástica E_1 assente numa camada mais compressível elástica E_2 , de profundidade infinita; $\nu_1 = \nu_2 = 0.4$, adaptado de Wyllie (1999) em Winterkorn & Fang (1975).

H/B	E ₁ /E ₂				
	1	2	5	10	100
0	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00
0.1	1.0	0.972	0.943	0.923	0.760
0.25	1.0	0.885	0.779	0.699	0.431
0.5	1.0	0.747	0.566	0.463	0.228
1.0	1.0	0.627	0.399	0.287	0.121
2.5	1.0	0.550	0.274	0.175	0.058
5.0	1.0	0.525	0.238	0.136	0.036
∞	1.0	0.500	0.200	0.100	0.010

Na prática, é normal que as condições no local não coincidam exactamente com os modelos geológicos aqui apresentados, ou os módulos de deformabilidade não sejam exactos. Quando assim acontece, é efectuada uma análise de sensibilidade de modo a descortinar a influência dos módulos e da espessura das camadas no

assentamento da fundação. Um exemplo disso prende-se com camadas inclinadas de espessura variada, em que uma análise numérica, por meio de elementos finitos, é aconselhada.

Maciço rochoso transversalmente isotrópico

Quando as fundações se encontram assentes em formações rochosas transversalmente isotrópicas, nomeadamente em xistos, argilitos e arenitos, a estimativa do assentamento pode ser calculado através das equações desenvolvidas por Kulhawy & Goodman (1980), Kulhawy (1978), Gerrard & Harrison (1970). Nestas equações, as propriedades do maciço são definidas pelo módulo de deformabilidade horizontal e vertical, E_h e E_z respectivamente, pelo módulo de distorção entre os planos horizontais e verticais, G_{hz} , e pelos coeficientes de Poisson descritos por:

- ν_{hh} - coeficiente Poisson em relação à tensão horizontal para deformação horizontal;
- ν_{hz} - coeficiente de Poisson devido à tensão horizontal para uma deformação vertical;
- ν_{zh} - coeficiente Poisson por causa da tensão vertical para deformação horizontal.

Aqui, o assentamento, definido por δ_v , pode ser estimado através das equações 5.46 a 5.48 que dependem do valor do factor β^2 , que é regido pelas propriedades do maciço rochoso. Apresentam-se as equações propostas para a estimativa do assentamento esperado:

com $\beta^2 > 0$:

$$\delta_v = \frac{Q(c' + G_{hz})de(e^{-\beta^2})}{2bG_{hz}[c' + d(e + \beta)^2][c' + d(e - \beta)]} \quad (5.46)$$

para $\beta^2 < 0$:

$$\delta_v = \frac{Qe(ad)^{1/2}}{2b(ad - c'^2)} \quad (5.47)$$

$\beta^2 = 0$

$$\delta_v = \frac{Q(c' + G_{hz})de^3}{2bG_{zh}(c' + de^2)^2} \quad (5.48)$$

em que β^2 define-se pela expressão:

$$\beta^2 = \frac{ad - c'^2 - 2c'^{G_{zh}} - 2G_{zh}(ad)^{1/2}}{4G_{zh}d} \quad (5.49)$$

os factores a , c' , d e e^2 são obtidos através das equações 5.50

$$a = \frac{E_h(1 - \nu_{hz}\nu_{zh})}{(1 + \nu_{hh})(1 - \nu_{hz}\nu_{zh})} \quad (5.50a)$$

$$c' = \frac{E_z\nu_{zh}}{1 - \nu_{hh} - 2\nu_{hz}\nu_{zh}} \quad (5.50b)$$

$$d = \frac{E_h\nu_{zh}(1 - \nu_{hh})}{\nu_{hz}(1 - \nu_{hh} - 2\nu_{hz}\nu_{zh})} \quad (5.50c)$$

$$e^2 = \frac{ab - c'^2 - 2c'G_{zh} + 2G_{zh}(ab)^{1/2}}{4G_{zh}d} \quad (5.50d)$$

Nestas formulações, b corresponde ao raio da área carregada. Em fundações rectangulares ou quadradas, o raio equivalente é determinado pela área da fundação, ou seja, $b = B/(\pi^{1/2})$ para uma fundação quadrada de largura B .

Os parâmetros que descrevem as características do maciço, podem ser calculados através das propriedades elásticas da rocha intacta, espaçamento das descontinuidades e também da rigidez normal e de corte das descontinuidades, como ilustra a Figura 5.19. A determinação das propriedades elásticas da rocha são as apresentadas pelas expressões 5.51.

$$\frac{1}{E_i} = \frac{1}{E_r} + \frac{1}{S_i k_{ni}} \quad (5.51a)$$

$$\frac{1}{G_{ij}} = \frac{1}{G_r} + \frac{1}{S_i k_{sj}} \quad (5.51b)$$

$$\nu_{ij} = \nu_{ik} = \nu_r \frac{E_i}{E_r} \quad (5.51c)$$

em que: $i = x, y, z$ com $j = y, z, x$ e $k = z, x, y$; $S_{x,y,z}$ corresponde ao espaçamento das descontinuidades em cada eixo, ilustrado na Figura 5.19; k_{ni} é a rigidez normal da descontinuidade para o conjunto i , determinado *in situ*; e k_{si} é a rigidez de corte para o conjunto de descontinuidades i , obtido *in situ*.

As propriedades elásticas da rocha intacta, nomeadamente; o módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson, E_r e ν_r respectivamente, são determinados em laboratório, enquanto que o módulo de distorção, G_r , é dado por:

$$G_r = \frac{E_r}{2(1 + \nu_r)} \quad (5.52)$$

O módulo de deformabilidade horizontal, E_h , e o módulo de distorção, G_{hz} , utilizado no cálculo do assentamento pode ser determinado pelas equações:

$$E_h = \frac{E_x + E_y}{2} \quad (5.53a)$$

$$G_{hz} = \frac{G_{xz} + G_{yz}}{2} \quad (5.53b)$$

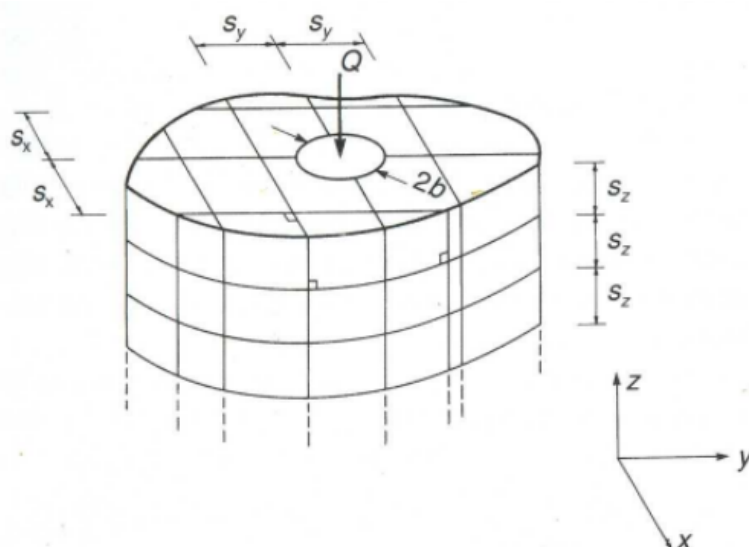


Figura 5.19: Modelo de uma rocha fracturada com tipos de descontinuidades ortogonais para o cálculo do assentamento de uma fundação circular sujeita a uma carga vertical (Wyllie, 1999).

Determinando os valores do coeficiente de Poisson, utilizados no cálculo de assentamento, através da equação 5.51c é possível ficar a conhecer o rácio entre o módulo de deformabilidade vertical e horizontal é dado por:

$$\frac{E_z}{E_h} = \frac{\nu_{zh}}{\nu_{hz}} \quad (5.54)$$

Wyllie (1999) apresenta um exemplo de cálculo do assentamento para uma fundação assente neste tipo de formação sujeita a uma carga, onde ilustra o método de cálculo dos parâmetros necessários para a obtenção do deslocamento vertical esperado. O mesmo autor, demonstra pela Figura 5.20 a influência do rácio entre o módulo de deformabilidade horizontal e vertical, com o assentamento da fundação esperado.

5.4.5 Avaliação da estabilidade segundo o EC7

É sugerido no EC7 (2010) um método para a obtenção da capacidade resistente de fundações em maciços rochosos. Nesta metodologia, a capacidade resistente determinada refere-se à capacidade resistente presumida para que o assentamento da fundação não ultrapasse 0,5% da largura da mesma. Assim, a capacidade resistente presumida referida pelo EC7 é nada menos que a capacidade resistente a ser utilizada em projecto que garanta que os estados limites últimos e de utilização sejam verificados.

Na obtenção da capacidade resistente presumida do maciço, é necessário combinar várias propriedades do maciço. Primeiro, trata-se de conhecer o

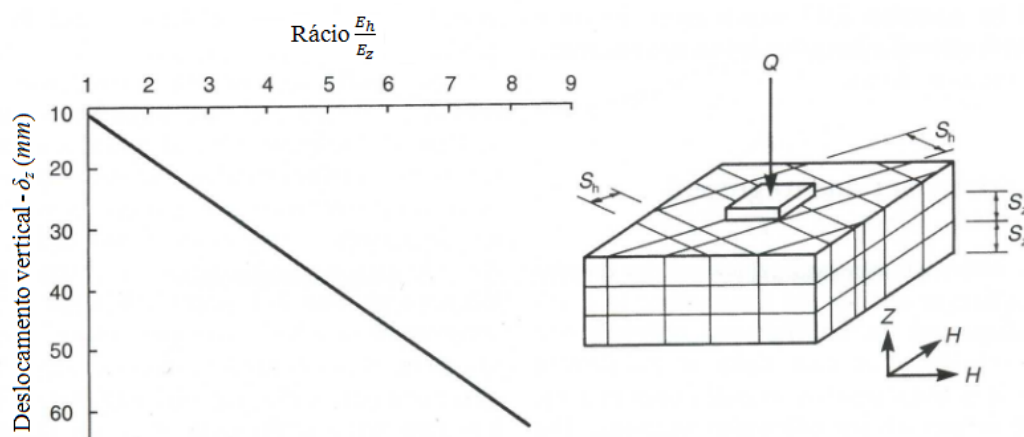


Figura 5.20: Influência do rácio entre módulos de deformabilidade no assentamento de uma carga circular uniforme assente num maciço rochoso transversalmente isotrópico (Wyllie, 1999).

tipo de formação rochosa onde será implantada a fundação e consequente atribuição do grupo a que pertence, segundo a Tabela 5.8. Por fim, a capacidade resistente nominal é obtida através da Figura 5.21, baseando-se no agrupamento apresentado pelo quadro anterior. Para a aplicação da figura é imprescindível conhecer propriedades como o espaçamento entre descontinuidades assim como a resistência à compressão do material rocha.

Os valores de capacidade resistente, na utilização directa desta metodologia, admite que a estrutura tolera assentamentos até 0,5% da largura da fundação, no entanto, estes valores podem ser reajustados por uma proporção directa, caso a estrutura permita maiores ou menores assentamentos. A capacidade resistente aqui estimada refere-se a maciços rochosos brandos e fracturados com diaclases fechadas, incluindo cré com porosidade inferior a 35%. Para maciços rochosos brandos e fracturados, com diaclases abertas ou preenchidas, devem ser utilizados valores reduzidos da capacidade resistente presumida, como referido pelo EC7.

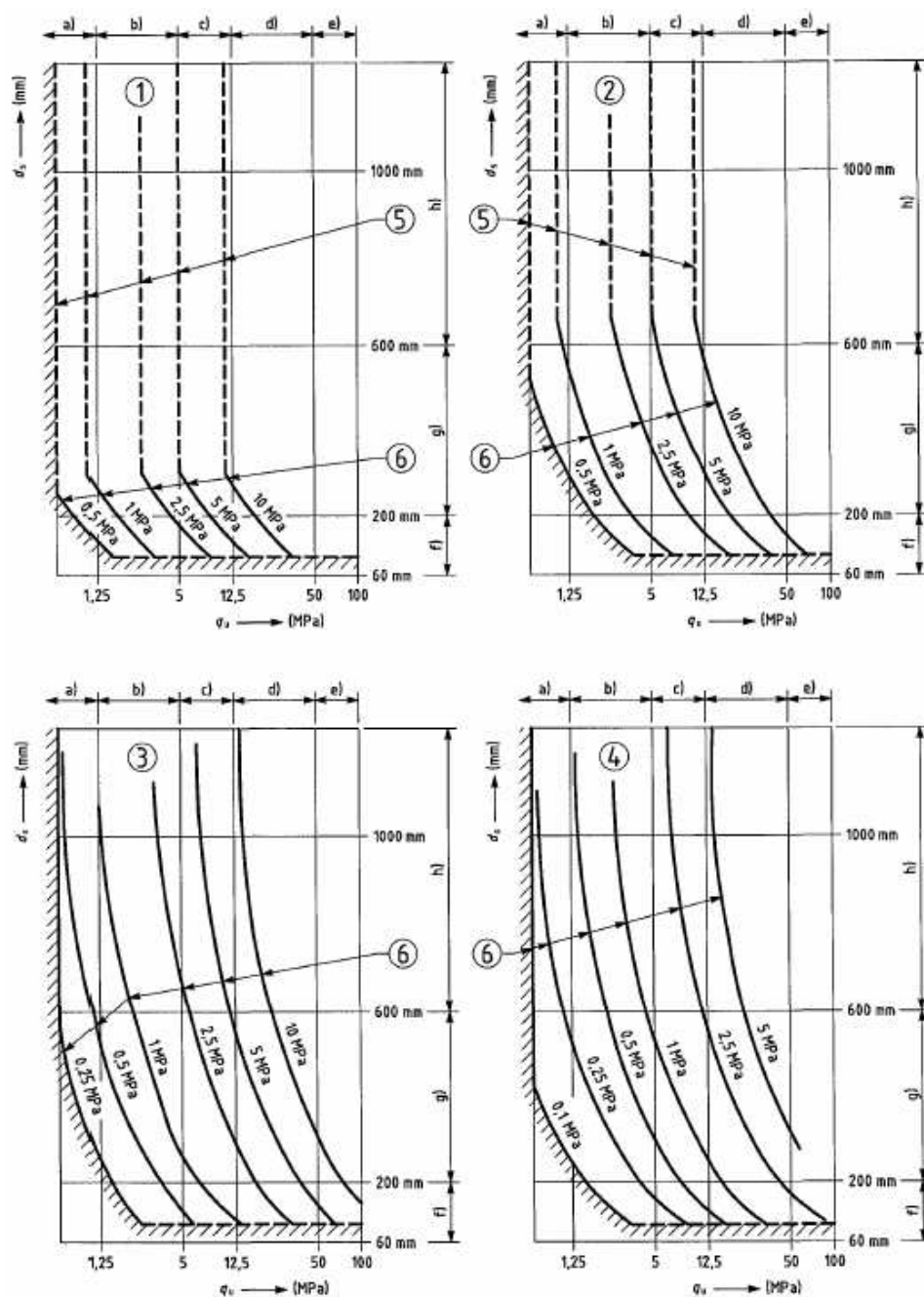
Numa primeira versão do EC7 em 1999, foi proposto a utilização da Tabela 5.9, na estimativa da capacidade resistente, para o caso de uma cré com porosidade superior a 35%. Embora não tenha sido incluído na recente versão do EC7, considerou-se relevante a sua inclusão no presente trabalho.

Tabela 5.8: Agrupamento de maciços brandos e fracturados (EC7, 2010).

Grupo	Tipo de Rocha
1	Calcários e dolomias puros Arenitos calcários de baixa porosidade
2	Rochas ígneas Calcários oolíticos e calcários margosos Arenitos bem cimentados Siltitos argilosos calcários endurecidos Rochas metamórficas incluindo ardósias e xistos (clivagem e foliação horizontais)
3	Calcários muito margosos Arenitos fracamente cimentados Ardósias e xistos (clivagem e foliação inclinadas)
4	Siltitos argilosos e não cimentados e argilitos xistosos

Tabela 5.9: Classificação e capacidade resistente nominal de cré com elevada porosidade (EC7, 1999).

Grau	Descrição sumária	Capacidade resistente nominal (kPa)
V	Cré remexido contendo fragmentos de cré intactos; cré seco acima do nível freático.	125 a 250
IV	Cré parcialmente alterado e pedregoso estratificado com juntas; juntas com afastamento de 10 a 60 mm, com 20 mm de abertura e frequentemente preenchidas com cré remexido e fragmentos.	250 a 500
III	Cré inalterado com fragmentos e blocos; juntas com afastamento de 60 a 200 mm de 3 mm de abertura e por vezes preenchidas por fragmentos.	500 a 750
II	Blocos de cré medianamente brando; juntas fechadas afastadas de mais de 200 mm.	750 a 1000
I	Idêntico ao grau II, mas rijo (moderadamente brando) e frágil.	1000 a 1500



Nota: Abcissa - q_u (MPa) resistência à compressão uniaxial; Ordenada - d_s (mm) espaçamento das descontinuidades; **1, 2, 3 e 4** - Grupos de rochas referente a Tabela 5.8; **5** - Capacidade resistente unitária admissível não superior à resistência à compressão da rocha, no caso de as diaclases serem fechadas, ou a 50% deste valor, no caso de as diaclases serem abertas; **6** - Capacidade resistente unitária admissível: a) rocha muito branda, b) rocha branda, c) rocha moderadamente branda, d) rocha moderadamente dura, e) rocha dura; **Espaçamentos** - f) descontinuidades pouco espaçadas, g) descontinuidades medianamente espaçadas, h) descontinuidades muito espaçadas; A avaliação da capacidade resistente nominal do terreno nas zonas tracejadas deverá ser feita depois de inspeção e/ou da realização de ensaios na rocha.

Figura 5.21: Capacidade resistente presumida do terreno para fundações superficiais quadradas em rochas (para assentamento que não excedam 0.5% da largura da fundação) (EC7, 2010).

Capítulo 6

Estabilidade de taludes em maciços rochosos

6.1 Introdução

No mundo da engenharia existem variadas razões para a execução de uma escavação levando deste modo à realização de taludes. Obras como autoestradas, ferrovias, barragens, construções urbanas e até minas, implicam a escavação do terreno, sendo fundamental a execução de um talude.

O ponto crucial da engenharia num talude realizado em maciços rochosos é a determinação das condições de estabilidade de um talude, fazendo com que este não entre em colapso. Outra questão que condiciona muito projectos de engenharia é o custo económico; torna-se mesmo obrigatório que o projectista consiga balancear ponderadamente o orçamento envolvido para a execução da obra e o risco inerente à mesma; no caso de um talude refere-se o modo de escavação, inclinação, altura e métodos de estabilização (Wyllie & Mah, 2004).

A instabilização de taludes, sejam eles naturais, de escavação ou de aterro, dá-se quando são sujeitos a alterações das condições de serviço, tais como: alteração da geometria, das solicitações nele aplicado, do nível freático encontrado, etc. Esta instabilização não é nada mais que o movimento descendente da massa do maciço onde a gravidade desempenha o principal papel.

Neste capítulo, apresentar-se-ão metodologias, descritas na bibliografia de forma analítica, baseadas no método de equilíbrio limite (Wyllie & Mah, 2004) e empíricas (Hoek & Bray, 1981, Romana, 1993, Li et al., 2008) para a análise da estabilidade de taludes em maciços rochosos relativamente aos tipos de rotura mais comuns. A rotura de um maciço rochoso muito fracturado inicialmente dá-se por corte geral, mas, como tudo na engenharia, nada pode ser dado como unilateral, não sendo possível atribuir a rotura a um único mecanismo. Assim sendo, primeiramente, serão apresentadas algumas características de taludes em maciços rochosos de forma a compreender os mecanismos de rotura mais típicos, procedendo, posteriormente, à descrição de métodos para avaliar a sua estabilidade.

6.2 Influência da água em taludes

A maioria das roturas em taludes ocorre essencialmente devido ao efeito da presença de água no terreno. A geração de pressões intersticiais, o arraste e erosão (superficial ou interna) dos materiais que formam o talude, são algumas causas dessa instabilidade. Em geral, é possível afirmar que a água é o maior inimigo da estabilidade de taludes, para além das acções humanas quando são realizadas escavações inadequadas sem critérios geotécnicos (Vallejo et al., 2002). A presença de água num talude em rocha pode ter um efeito determinante na estabilidade pelas seguintes razões descritas em Vallejo et al. (2002), Wyllie & Mah (2004):

- as pressões intersticiais reduzem a resistência ao corte dos planos de rotura;
- a pressão exercida sobre fendas de tracção aumentam as forças que facilitam o deslizamento;
- aumento do peso do material por saturação;

$$\gamma = \gamma_d + S_r n \gamma_w \quad (6.1)$$

onde γ_d é o peso específico aparente seco.

- erosão interna por fluxo superficial ou subterrânea pode causar instabilidades locais, no pé do talude ou blocos de rocha soltos;
- desagregação e mudanças na composição mineralógica dos materiais;
- abertura de descontinuidades devido ao congelamento - o congelamento da água à superfície pode bloquear a drenagem da água interior, aumentando, assim, as pressões intersticiais;
- o aumento dos custos de escavação quando esta for abaixo do nível freático.

A forma da superfície freática num talude depende de vários factores, entre eles; a permeabilidade dos materiais, geometria e forma do talude. A estrutura geológica tem uma grande influência na disposição do nível freático e na distribuição das pressões intersticiais sobre uma potencial superfície de deslizamento, assim como a alternância entre materiais permeáveis e impermeáveis (Figura 6.1).

Para além da água no interior do terreno, é necessário igualmente considerar o papel da água superficial, seja por precipitação, escoamento, etc. De facto, as águas superficiais podem causar problemas importantes na estabilidade de um talude, criando um aumento de pressões nas descontinuidades e fendas pelas quais se introduzem. Efectivamente, existe uma maior frequência de rotura de taludes em solos nas alturas de maiores precipitações ou em épocas de degelo, podendo suceder o mesmo em taludes de rocha.

Como foi descrito no ponto 4.6, as pressões intersticiais que actuam no interior de um talude podem ser medidas directamente através da instalação de piezómetros.

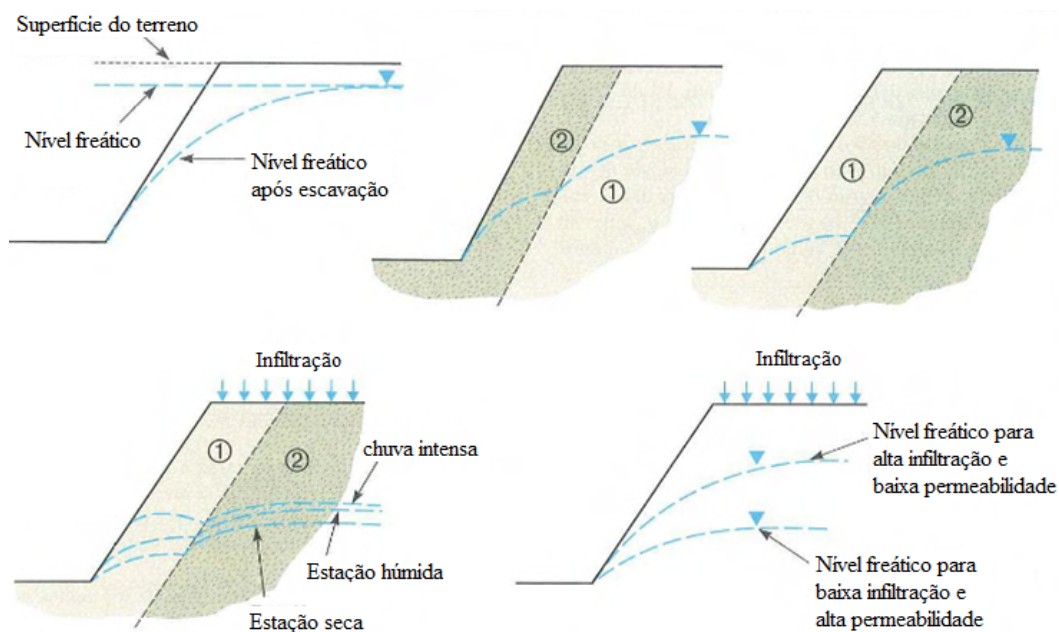


Figura 6.1: Esquemas do nível freático num talude segundo a distribuição dos materiais (Vallejo et al., 2002): 1) - Material permeável; 2) - Material de baixa permeabilidade.

De uma forma indirecta, as pressões podem também ser avaliadas através da rede de fluxo do talude. Este método, estudado por Cedergren (1989), proporciona valores da pressão intersticial em diferentes pontos da superfície de rotura. A forma da rede de fluxo de um talude depende da homogeneidade e anisotropia do terreno, que condicionam a sua permeabilidade nas diferentes direcções, assim como a geometria do talude. Todavia, o cálculo das pressões intersticiais por esta via não será abordado nesta dissertação, pois não se encontra no âmbito da mesma.

A definição do modelo de distribuição das pressões intersticiais num talude é um problema difícil que em muitas situações requer algumas suposições. No entanto, estas suposições podem conduzir a erros ao não considerar os parâmetros que controlam o regime hidráulico do talude. Apresenta-se de seguida quatro condições hidrogeológicas que podem ocorrer em taludes, assim como as equações para o cálculo dos efeitos hidrostáticos, tomando como exemplo uma rotura planar (Wyllie & Mah, 2004):

1. O nível freático encontra-se acima da base da fenda de tracção, levando a que as pressões hidrostáticas actuem tanto na fenda de tracção como no plano de deslizamento (Figura 6.2 (a)). Aqui, as forças de impulso U e V são dadas por;

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w z_w A \quad (6.2a)$$

na qual A é a área da superfície de deslizamento.

$$V = \frac{1}{2} \gamma_W z_W^2 \quad (6.2b)$$

2. A pressão de água pode desenvolver-se apenas nas fendas de tracção. Um exemplo disso é a deslocação directa da água superficial para as fendas. Nestas condições, e se o maciço rochoso for relativamente impermeável, ou o plano de deslizamento contiver um preenchimento de baixa permeabilidade, então é possível considerar a força hidrostática $U = 0$ e V é dado pela expressão 6.2b;
3. Em condições atmosféricas muito adversas, caso de temperaturas negativas, podem-se desenvolver pressões de água no interior e os impulsos U podem ser maiores que aqueles mostrados pela Figura 6.2 (a), mostrando uma distribuição de pressões rectangular (Figura 6.2 (b)). Aqui, U é dado por:

$$U = Ap \quad (6.3)$$

p corresponde à pressão instalada na superfície de deslizamento dado por:

$$p = \gamma_w z_w \quad (6.4)$$

estas condições são um acontecimento raro, do qual pode resultar uma diminuição do factor de segurança; no entanto, um sistema de drenagem horizontal pode limitar a pressão de água no interior do talude;

4. No caso do nível freático se encontrar abaixo da fenda de tracção, então a pressão de água actua unicamente no plano de deslizamento (Figura 6.2 (c)). Nesta situação, a pressão de água pode ter aproximadamente uma distribuição triangular, e a força de impulso é dada por:

$$U = \frac{1}{2} \frac{z_W}{\sin \psi_p} h_W \gamma_W \quad (6.5)$$

em que ψ_p corresponde à superfície de deslizamento e h_W à altura de água no ponto médio da porção saturada no plano de deslizamento.

O tipo de análise, demonstrada pelas Figura 6.2, pode ser aplicada quando o mecanismo de rotura é controlado pelas descontinuidade do maciço, como uma rotura em cunha. No caso de tratar-se de uma rotura circular ou por desmoronamento, o efeito das pressões hidrostáticas pode ser considerado do mesmo modo que na mecânica dos solos, considerando a pressão U na base de cada fatia da superfície de deslizamento.

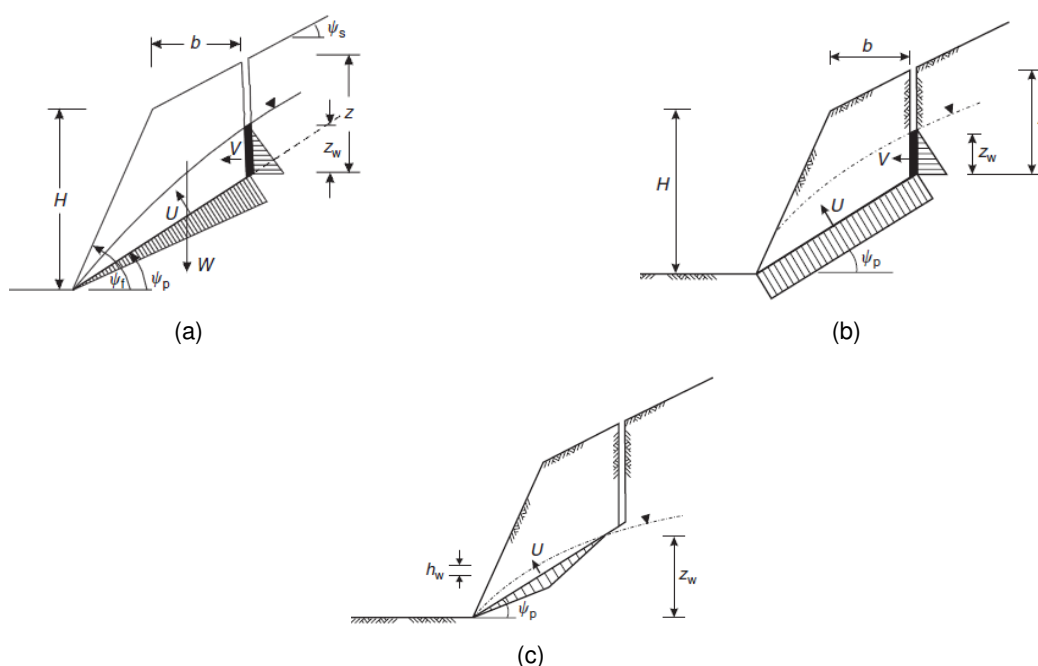


Figura 6.2: Condições hidrostáticas num talude (Wyllie & Mah, 2004): (a) pressões hidrostáticas a actuar no plano de deslizamento e na fenda de tracção; (b) pressões uniformes devido a temperaturas negativas; (c) pressões hidrostáticas a actuarem apenas no plano de deslizamento.

6.3 Outros factores que influenciam a estabilidade

A estabilidade de um talude está relacionada não só com factores hidrogeológicos (presença de água), mas também com factores geométricos (altura e inclinação), factores geológicos (presença de planos e zonas de fraca resistência e anisotropia do talude) e factores geotécnicos relacionados com o comportamento mecânico do terreno (resistência e deformabilidade). A combinação dos factores citados pode determinar as condições de rotura ao longo de uma ou várias superfícies, de forma que seja possível o movimento cinemático de um certo volume de massa de rocha. A possibilidade de rotura dos mecanismos e modelos de instabilidade dos taludes é determinada principalmente por factores geológicos e geométricos.

É possível agrupar este conjunto de factores em dois tipos; condicionantes e desencadeadores (Tabela 6.1). Os factores condicionantes ou passivos são factores intrínsecos ao material rocha que podem provocar a rotura. Os factores desencadeadores ou activos são factores externos que actuam sobre o maciço rochoso modificando as suas características, propriedades e condições de equilíbrio do talude. O conhecimento de todos os factores permite ao projectista uma correcta análise do talude, assim como a avaliação da estabilidade do mesmo, tomando medidas correctivas que deverão ser adoptadas para evitar ou estabilizar os movimentos do talude durante a construção.

Tabela 6.1: Factores que influenciam a estabilidade dos taludes, adaptado de Vallejo et al. (2002).

Factores condicionantes	Factores desencadeadores
<ul style="list-style-type: none"> - Estratigrafia e litologia - Estrutura geológica - Condições hidrogeológicas e comportamento hidrogeológico dos materiais - Propriedades físicas, resistências e deformabilidade - Tensões naturais e estado de tensão-deformação 	<ul style="list-style-type: none"> - Sobrecargas estáticas - Cargas dinâmicas - Mudanças nas condições hidrogeológicas - Factores climáticos - Variações na geometria - Redução de parâmetros resistentes

Neste ponto, descreve-se, sucintamente, os restantes factores que condicionam a estabilidade de um talude e em que sentido estes influenciam essa mesma estabilidade (Vallejo et al., 2002).

Estratigrafia e litologia

A natureza do material na qual é formado um talude está intimamente ligado ao tipo de instabilidade que neste pode ocorrer; diferentes tipos de litologias apresentam distintas superfícies de deslizamento ou de rotura. As propriedades físicas e resistentes de cada tipo de material, juntamente com a presença de água, governam os seus comportamentos de tensão-deformação e, como tal, a sua estabilidade. Aspectos como a estratigrafia do terreno, competência e grau de alteração, ou a presença de camadas de material mais brando ou de estratos duros controlam os tipos e a posição das superfícies de rotura, o que torna a caracterização e análise do comportamento de um talude muito mais complexa.

Estrutura geológica e descontinuidades

A estrutura geológica tem um papel decisivo nas condições de estabilidade em maciços rochosos, nomeadamente em taludes. A combinação dos elementos estruturais e dos parâmetros geotécnicos do talude (altura, inclinação e orientação) definem os problemas de estabilidade que podem apresentar.

A estrutura do maciço é definida pela distribuição espacial das descontinuidades que individualizam blocos mais ou menos competentes que se mantêm unidos entre si pelas propriedades resistentes das descontinuidades. A presença destes planos de fraqueza, inclinados em direcção à face do talude, supõe a existência de potenciais planos de deslizamento e superfícies de rotura. A orientação e disposição desses planos de fraqueza condicionam os modelos e mecanismos de instabilidade. Um dos aspectos importantes é a relação entre as dimensões do talude e a rede de descontinuidades que, em função desta relação, definirá o comportamento do talude.

A influência da estrutura geológica vai um bocado mais além que o condicionamento geométrico das roturas, podendo as modificações geológicas induzidas pela escavação afectar a estabilidade do talude.

Propriedades geomecânicas dos maciços rochosos

A instabilização de um talude numa determinada superfície de rotura depende da resistência ao corte dessa mesma superfície, que é definida pelos parâmetros resistentes: coesão, c , e ângulo de atrito interno, ϕ . Nos maciços rochosos, são as propriedades resistentes das descontinuidades, da matriz rochosa, ou ambas, que controlam o comportamento do talude. Os parâmetros resistentes dependem da estrutura geológica e das condições das descontinuidades presentes no maciço.

Estado de tensão

O estado de tensão do terreno pode ter um papel importante na estabilidade de taludes rochosos. A libertação de tensões face à escavação de um talude pode originar uma descompressão tal que faz com que, além da perda de resistência do material rochoso, se fragmente em zonas mais débeis, devido aos deslocamentos, criando um novo estado de equilíbrio, podendo, em alguns casos, ser tratado como um solo. Em escavações profundas, as elevadas tensões que se geram em zonas singulares, como no pé do talude, pode dar lugar a condicionamentos de desequilíbrio, chegando inclusive a proporcionar deformações plásticas. Na crista do talude, também se geram estados de tensão anisotrópicos com componentes de tracção que provocam a abertura de fendas.

O estado de tensão-deformação do maciço rochoso deve ser considerado na análise de estabilidade, se estes puderem afectar o comportamento e propriedades resistentes, especialmente em escavações profundas.

Outros factores

Entre os outros factores que podem causar instabilidade nos taludes, incluem-se as sobrecargas estáticas e as cargas dinâmicas. Estas modificam a distribuição de forças e podem gerar instabilidade. Entre as primeiras, estão o peso das estruturas, ou mesmo a passagem de veículos pesados. Nas cargas dinâmicas incluem-se principalmente movimentos sísmicos, naturais ou induzidos, como vibrações produzidas por explosões próximas do talude. Em taludes sujeitos a este tipo de cargas, estas devem ser incluídas na análise de estabilidade.

As precipitações e o regime climático constituem igualmente outro factor desestabilizador ao modificar o conteúdo de água do terreno. A alternância entre períodos de seca e de chuva produz mudanças na estrutura geológica dando lugar a perdas de resistência.

6.4 Análise de estabilidade de taludes em maciços rochosos

O objectivo, numa análise de estabilidade de taludes, é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamento do maciço num talude natural ou de escavação. A análise de estabilidade permite definir a geometria da escavação ou as forças

externas que devem ser aplicadas de forma que esse factor de segurança seja conseguido. No caso de taludes instáveis, a análise permite desenhar as medidas correctivas ou de estabilização adequadas de forma a evitar novos movimentos do talude.

Apresenta-se, esquematicamente, com a Figura 6.3, como o problema numa fase preliminar deve ser abordado. Esta análise serve essencialmente para o projectista conseguir diferenciar entre aqueles taludes que são claramente estáveis daqueles que apresentam alguns riscos de colapso. Com isto, o projectista pode centrar a sua análise naqueles taludes que apresentam maior risco de colapso.

Na análise de estabilidade de um talude em maciços rochosos o EC7 (2010) descreve que *“devem ser considerados todos os estados limites possíveis do terreno em causa, de forma a satisfazer os requisitos fundamentais de estabilidade, de limitação de deformações, de durabilidade e de limitação de movimentos de estruturas ou redes de serviços vizinhas.”* Como tal, o EC7 enumera alguns estados limites que devem ser verificados:

- Perda de estabilidade global do terreno e de estruturas associadas;
- Movimentos excessivos do terreno devidos a deformações de corte, a assentamentos, a vibrações ou a empolamento;
- Danos ou perda de aptidão para a utilização de estruturas vizinhas, em estradas ou em redes de serviços, em consequência de movimentos do terreno.

Na verificação à estabilidade global de um talude, é frequentemente utilizado o método de equilíbrio limite, sendo este o mais correntemente utilizado na determinação de cargas de colapso de estruturas geotécnicas, assim como metodologias que seguem o mesmo princípio (Janbu, 1954, Bishop, 1955), assunto que foi aprofundado no estudo da mecânica dos solos. Por essa razão, não será descrito neste documento. Na estabilidade de taludes, segundo o método de equilíbrio limite, é necessário que as forças resistentes superem as actantes tendo em conta um factor de segurança (*FS*) considerado adequado. No caso de taludes em maciços rochosos, este valor pode variar de 1.5 a 2.0.

Os movimento excessivos do terreno devido à suas deformações, constitui um problema muito complexo na análise de estabilidade em taludes, que apenas é possível através de uma análise numérica com a utilização de métodos de elementos finitos (Starfield & Cundall, 1988). Por conseguinte, a verificação da estabilidade de um talude aos estados limites é efectuada com base na utilização do coeficiente de segurança global. Assim, quando é efectuada a verificação à rotura por estabilidade global, o factor de segurança a utilizar tem que garantir todos os estados limites.

Neste ponto da dissertação, apresenta-se em primeiro lugar os mecanismos de rotura mais comuns num talude em maciços rochosos, assim como a descrição dos mesmos. Posteriormente, e depois da identificação do mecanismo de rotura,

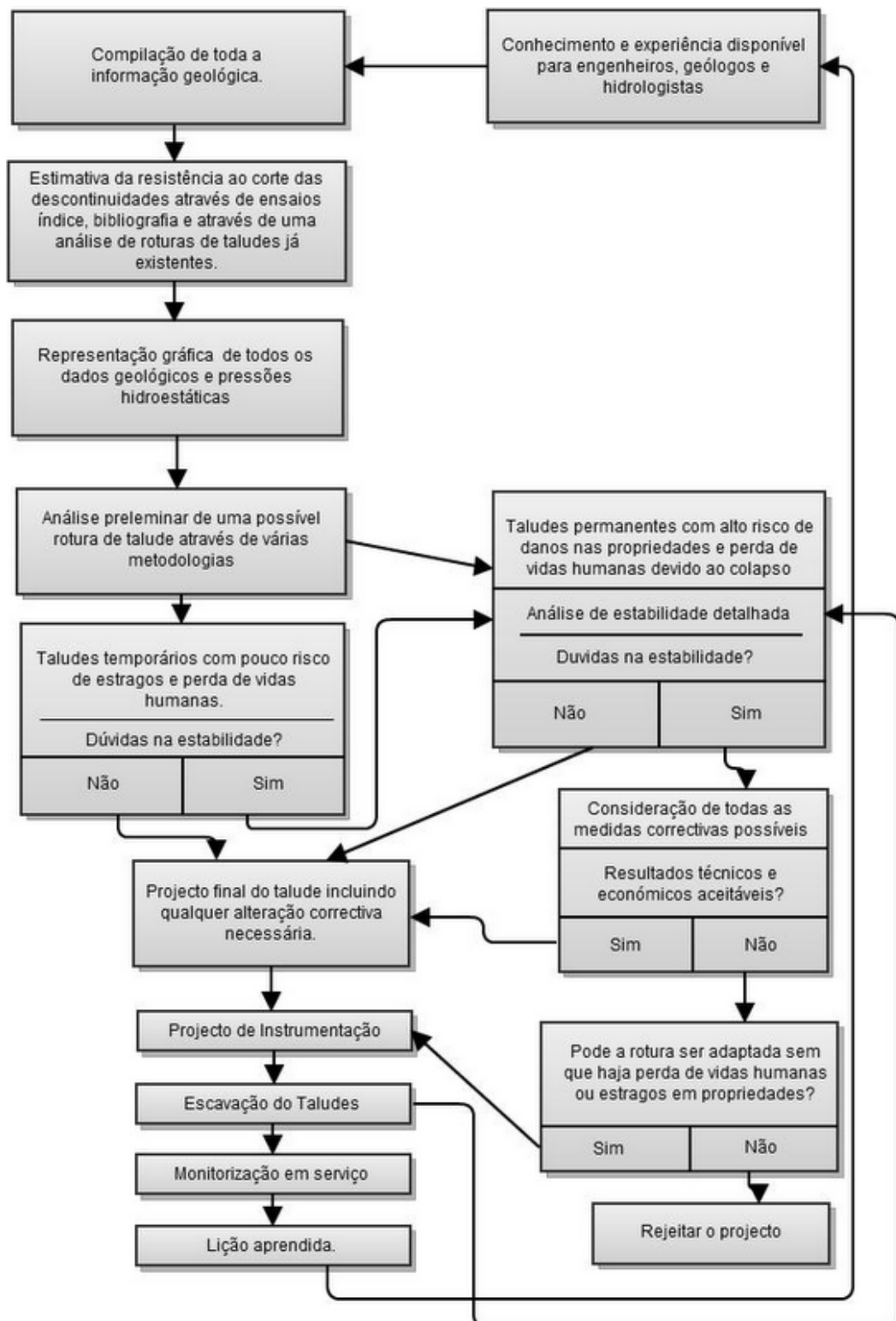


Figura 6.3: Fluxograma de projecto de um talude em maciços rochosos (adaptado de Hoek & Londe, 1974).

apresentam-se métodos por via analítica (Wyllie & Mah, 2004) e empírica (Hoek & Bray, 1981, Romana, 1993, Li et al., 2008) para a determinação do factor de segurança do talude, de forma a verificar os estados limites para cada tipo de rotura. Não sendo estes os únicos métodos, optou-se por esta selecção, tendo em consideração a sua frequente referência bibliográfica.

6.4.1 Mecanismos de rotura

Diferentes mecanismos de rotura de taludes estão associados às diferentes estruturas geológicas encontradas no terreno, e como discutido anteriormente, é importante que o projectista seja capaz de identificar o potencial mecanismo de rotura a que o talude está sujeito numa fase inicial do projecto (Wyllie & Mah, 2004).

A identificação do mecanismo de rotura mais provável é feita através da análise gráfica dos dados mais relevantes da estrutura geológica, em sobreposição com a geometria do talude, com o objectivo de determinar padrões que representem o tipo de rotura provável. Ilustra-se na Figura 6.4 os quatro tipos de rotura mais importantes para taludes em maciços rochosos. Para o projectista, é importante conseguir distinguir entre os quatro tipos de rotura aqui apresentados, isto porque, para cada rotura, a análise de estabilidade é efectuada de modo distinto (Hoek & Londe, 1974).

Contudo, há que referir que nem todos os potenciais modos de rotura podem ser antecipados antes da construção, isto porque algumas características geológicas podem não encontrar-se expostas ou podem não ter sido detectadas na prospecção geotécnica. Como tal, o projectista deve, por isso, fazer uma preparação tanto financeira como a nível de prazos, de forma a conseguir tratar de problemas inesperados que podem surgir durante a fase de construção. Devem também ser garantidos meios a curto prazo para a implementação de qualquer medida correctiva que possa ser necessária (Hoek & Londe, 1974).

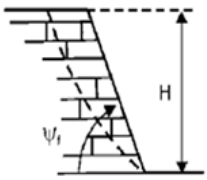
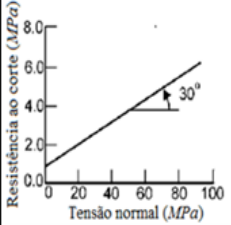
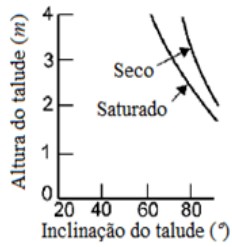
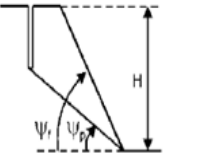
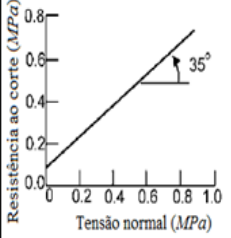
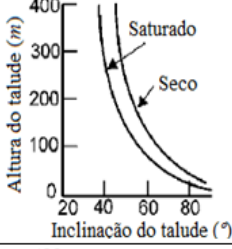
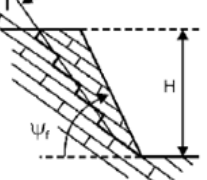
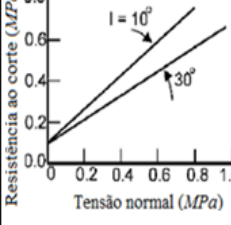
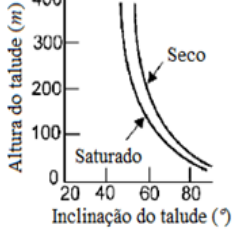
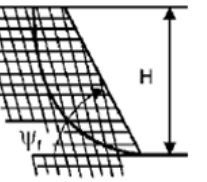
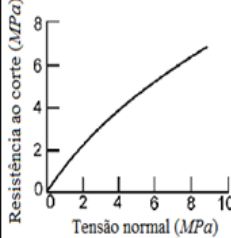
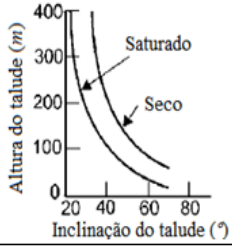
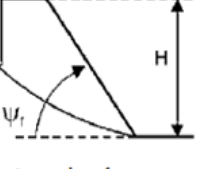
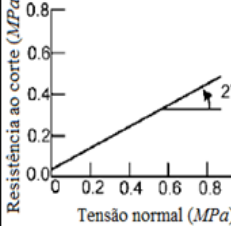
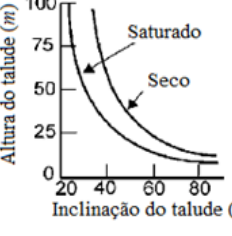
Apresenta-se, na Tabela 6.2, o efeito da altura (do talude) em taludes com inclinações estáveis, em condições drenadas e saturadas, para vários modelos de rotura. É também apresentada a relação entre tensão normal e resistência ao corte, σ_n e τ , respectivamente. Foi adicionado o mecanismo de rotura típico do material solo simplesmente por comparação.

Descrevem-se, sucintamente, os tipos de rotura apresentados pela Figura 6.4 (Wyllie & Mah, 2004, Goodman, 1989).

Rotura Planar

A rotura planar é um acontecimento relativamente raro em taludes de rocha, isto porque só ocasionalmente é que se reúnem todas condições geométricas para que este tipo de rotura aconteça. Contudo, este tipo de rotura não pode ser ignorado. Uma rotura planar ocorre quando as descontinuidades do maciço vão de encontro à face do talude, permitindo o deslizamento do material acima da

Tabela 6.2: Tipos de rotura em taludes rochosos. Curvas Mohr-Coulomb para o maciço e relação entre inclinação e altura do talude (adaptado de Singh & Goel, 2011).

Tipo de Rotura	Relação $\sigma_n - \tau$	Relação $H - \psi$	Descrição
 Rotura de material intacto	 Resistência ao corte (MPa) Tensão normal (MPa)	 Altura do talude (m) Inclinação do talude (°)	Rotura do material intacto de camadas horizontais de maciço rochoso; análise irrealista
 Rotura numa superfície descontinua - $\psi_p = 1/2(\psi_f + \phi)$	 Resistência ao corte (MPa) Tensão normal (MPa)	 Altura do talude (m) Inclinação do talude (°)	Rotura plana a favor da descontinuidade (estratificação, xistosidade, juntas)
 Rotura em escada	 Resistência ao corte (MPa) Tensão normal (MPa)	 Altura do talude (m) Inclinação do talude (°)	Superfície de rotura escalada em maciços rochosos formados por blocos
 Maciço rochoso fortemente fracturado	 Resistência ao corte (MPa) Tensão normal (MPa)	 Altura do talude (m) Inclinação do talude (°)	Rotura circular em maciço rochoso intensamente fracturado e/ou alterado
 Rotura circular em solo ou argila	 Resistência ao corte (MPa) Tensão normal (MPa)	 Altura do talude (m) Inclinação do talude (°)	Rotura circular em solos e argilas - rotura típica em taludes e aterros

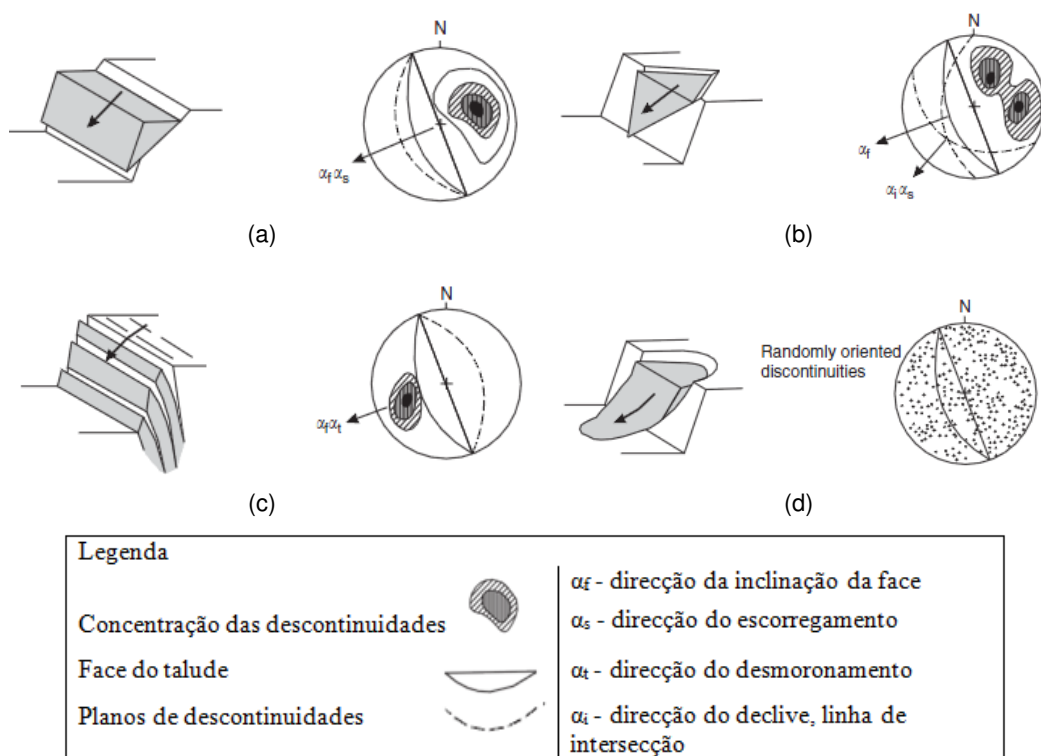


Figura 6.4: Mecanismos de rotura principais em taludes (Wyllie & Mah, 2004): (a) rotura planar; (b) rotura em cunha; (c) rotura por desmoronamento (d) rotura circular.

descontinuidade, seja por gravidade, seja pela acção de outras forças.

Este género de rotura é particularmente útil na forma de compreender a sensibilidade do talude para alterações como a resistência ao corte ou a presença de água no interior do talude. A ocorrência deste tipo rotura requer algumas condições geométricas, tais como:

- a direcção do plano de deslizamento deve ser praticamente paralelo à direcção da face do talude com uma diferença máxima de aproximadamente 20° ;
- a descontinuidade deve interceptar a face do talude, ou seja, $\psi_p < \psi_f$ (Figura 6.5 (a));
- a inclinação do plano de deslizamento tem que ser maior que o ângulo de atrito deste plano, ou seja $\psi_p > \phi$ (Figura 6.5 (a));
- a existência de descontinuidades (laterais) de fraca resistência ao deslizamento, perpendiculares à face do talude são necessárias para que estas formem em conjunto com a descontinuidade principal, um único bloco permitindo assim o seu deslizamento (Figura 6.5 (b)).

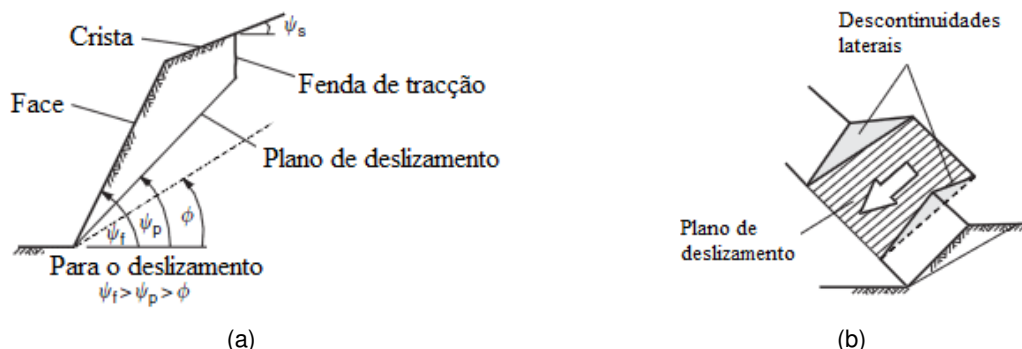


Figura 6.5: Geometria do talude exibindo rotura planar (Wyllie & Mah, 2004): (a) secção transversal; (b) deslizamento do bloco pela existência de descontinuidades laterais.

Rotura em Cunha

A rotura em cunha é gerada a partir de duas famílias de descontinuidades distintas, cuja intersecção proporciona o colapso de parte do talude. Neste caso, as condições e orientações das diferentes famílias de descontinuidades é que determinam o acontecimento. Quando as duas superfícies de descontinuidades se interceptam, definem um bloco com uma forma tetraedral. Este tipo de rotura, contrariamente ao da rotura planar, é bem mais frequente de ser observada em taludes rochosos.

Rotura por Desmoronamento

A rotura por desmoronamento envolve a rotação de colunas de rocha como um conjunto de vigas inclinadas abruptamente para a face do talude. Cada coluna tende a rodar segundo o seu peso próprio em direcção ao pé do talude. Para uma rotura por desmoronamento ocorrer, a inclinação da descontinuidade que vai de encontro à face do talude tem que ser aproximadamente 10° da direcção da face do talude. Para além disso, o declive dos planos deverá ser suficientemente grande para que haja deslizamento interior. Caso estas roturas não sejam controladas, um grande volume de material rochoso pode estar envolvido. Podem ser encontradas diferentes formas de desmoronamento, tais como:

- Desmoronamento por flexão: relacionado com colunas contínuas de rocha, separadas por descontinuidades com forte inclinação que se quebram por flexão ao dobrarem-se para a frente. O início do desmoronamento pode ocorrer através do deslizamento ou erosão do pé do talude, criando fendas de tracção largas e profundas (Figura 6.6 (a));
- Desmoronamento de blocos: verifica-se em colunas individuais em descontinuidades espaçadas. Os blocos que se encontram no pé do talude recebem o esforço dos blocos acima (transferência de carga), empurrando-os

para a frente. Degraus formados na base do maciço são característicos desta classe de desmoronamento (Figura 6.6 (b));

- (c) Desmoronamento de blocos por flexão: é caracterizada por flexão pseudo-contínua através de longas colunas compostas por várias descontinuidades ortogonais. O desmoronamento resulta de deslocamentos acumulados nas descontinuidades ortogonais (Figura 6.6 (c)).
- (d) Desmoronamento secundário: resulta de movimentos em que a rotura por desmoronamento ocorre apenas em partes do talude, sejam eles devido a agentes naturais, sejam por acção humana.

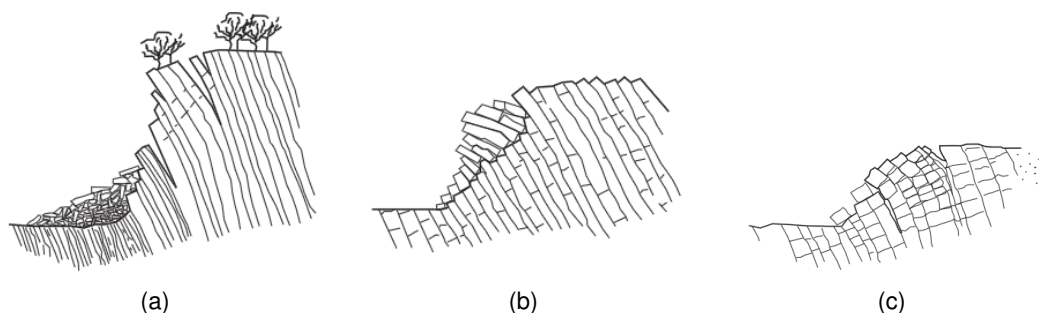


Figura 6.6: Classes de rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004): (a) desmoronamento por flexão; (b) desmoronamento de blocos; (c) desmoronamento de blocos por flexão.

Rotura Circular

Este tipo de rotura é comum ocorrer em maciços extremamente fracturados ou em maciços muito alterados. Nestas roturas não há nenhum padrão estrutural definido, orientações críticas das descontinuidades ou planos de fraqueza. A rotura circular é típica de maciços de solos; no entanto, esta pode dar-se em taludes de maciços rochosos onde não há fortes condicionantes estruturais, assim como em maciços rochosos altamente fracturados na qual não é clara a orientação predominante das descontinuidades. Para a ocorrência deste tipo de rotura, deve ser considerado o efeito escala, destacando-se que o bloco unitário do maciço rochoso seria muito pequeno quando em comparação com a dimensão do talude (Figura 3.9 (a)).

6.4.2 Avaliação da estabilidade de taludes por métodos analíticos

A análise da estabilidade de taludes em maciços rochosos por via analítica tem como princípio base o método do equilíbrio limite. No entanto, para cada mecanismo de rotura, existem certos aspectos que é necessário ter em conta quando feita a análise. Este ponto não tem por objectivo a descrição do método do equilíbrio limite, pois este já foi aprofundado na mecânica dos solos; apenas são apresentados para cada mecanismo os aspectos a ter em conta na determinação do factor de segurança pelo método de equilíbrio limite.

Rotura circular

Para este tipo de rotura num maciço rochoso de fraca qualidade, por ter um comportamento típico do material solo, é possível não só a aplicação do método de equilíbrio limite, como do método das fatias proposto por Bishop (1955) e Janbu (1954), que foi aprofundados na mecânica dos solos. No entanto, Wyllie & Mah (2004) apresentam um método no qual o maciço rochoso obedece ao critério de rotura Hoek-Brown, numa análise efectuada segundo Bishop (1955) e que se descreve a seguir.

Quando o material que envolve o talude obedece ao critério de rotura Hoek-Brown, discutido no ponto 4.2, o método de Bishop simplificado, cuja localização do plano de deslizamento é apresentado pela Figura 6.7, pode ser utilizado para o cálculo do factor de estabilidade. O procedimento utilizado é descrito por Wyllie & Mah (2004):

1. cálculo da tensão efectiva normal, σ'_n , a actuar na base de cada fatia através da equação de Fellenius:

$$\sigma'_n = \gamma_r h \cos^2 \psi_b - \gamma_w h_w \quad (6.6)$$

2. com a utilização dos valores de σ'_n , calcular, $\tan \phi$ e c para cada base através das equações 4.14 e 4.15 definidas no ponto 4.4:
3. substituir os valores obtidos no ponto anterior na equação 6.7 para o cálculo da primeira estimativa do factor de segurança:

$$FS = \frac{\sum (c'_i + \sigma'_n \tan \phi'_i) (\Delta x / \cos \psi_b)}{\sum \gamma_r h \Delta x \sin \psi_b + \frac{1}{2} \gamma_w z^2 \alpha / R} \quad (6.7)$$

4. utilizar o factor de segurança determinado no ponto 3 de forma a obter um novo valor de σ'_n na base de cada fatia, utilizando a equação 6.8 do método de Bishop:

$$\sigma'_n = \frac{\gamma_r h - \gamma_w h_w - (c'_i \tan \psi_b / FS)}{1 + (\tan \phi'_i \tan \psi_b / FS)} \quad (6.8)$$

5. repetir o passo 2 com o novo valor de σ'_n ;
6. verificar se as duas condições do método de Bishop (1955) são satisfeitas, definidas pelas equações 6.9;

$$\sigma'_n > 0, \quad \text{Onde } \sigma'_n \text{ é calculado através do método de Bishop} \quad (6.9a)$$

$$\cos \psi_b [1 + (\tan \psi_b \tan \phi'_i) / FS] > 0.2 \quad (6.9b)$$

7. cálculo do novo factor de segurança;

8. repetir o processo iterativo até que a diferença entre factores de segurança sucessivos seja menor que 0.001.

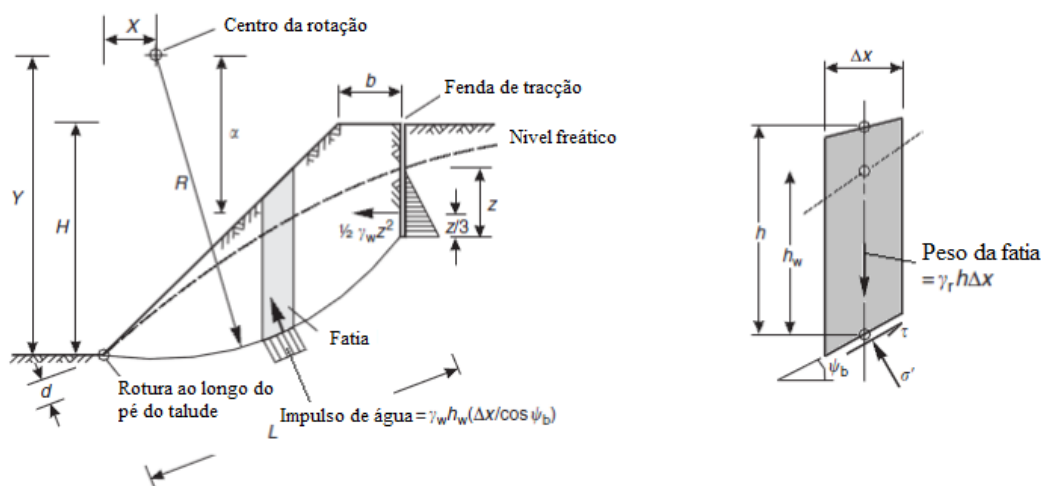


Figura 6.7: Método das fatias para a análise de estabilidade em roturas circulares cujas propriedades dos materiais são definidas pelo critério de rotura Hoek-Brown (Wyllie & Mah, 2004).

A determinação da superfície de deslizamento, no cálculo de σ'_n , depende da geometria do talude, sendo esta definida pelo talude natural ou pelo projectista, através do seu corte transversal. Com esta finalidade, Bishop (1955) apresenta as Figuras 6.8 e 6.9 de forma a estimar o centro do círculo da superfície de deslizamento com menor factor de segurança. Na utilização destas figuras, é necessário conhecer-se o parâmetro resistente do maciço, nomeadamente o ângulo de atrito, ϕ , assim como inclinação do talude. Contudo, a utilização das Figuras 6.8 e 6.9 pode não representar a superfície de deslizamento com menor factor de segurança, sendo necessário fazer variar a posição do centro da superfície de deslizamento circular de forma a descobrir aquela com menor factor de segurança.

Rotura planar

A análise de estabilidade de um talude sujeita a uma rotura planar é efectuada pelo método mais simples, através de uma análise de equilíbrio limite em que as forças resistentes têm que superar as forças actantes, onde o factor de segurança é estabelecido pela equação:

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (6.10)$$

No caso de o maciço rochoso encontrar-se completamente seco e o valor da coesão for igual a zero, o factor de segurança é dado pela equação 6.11.

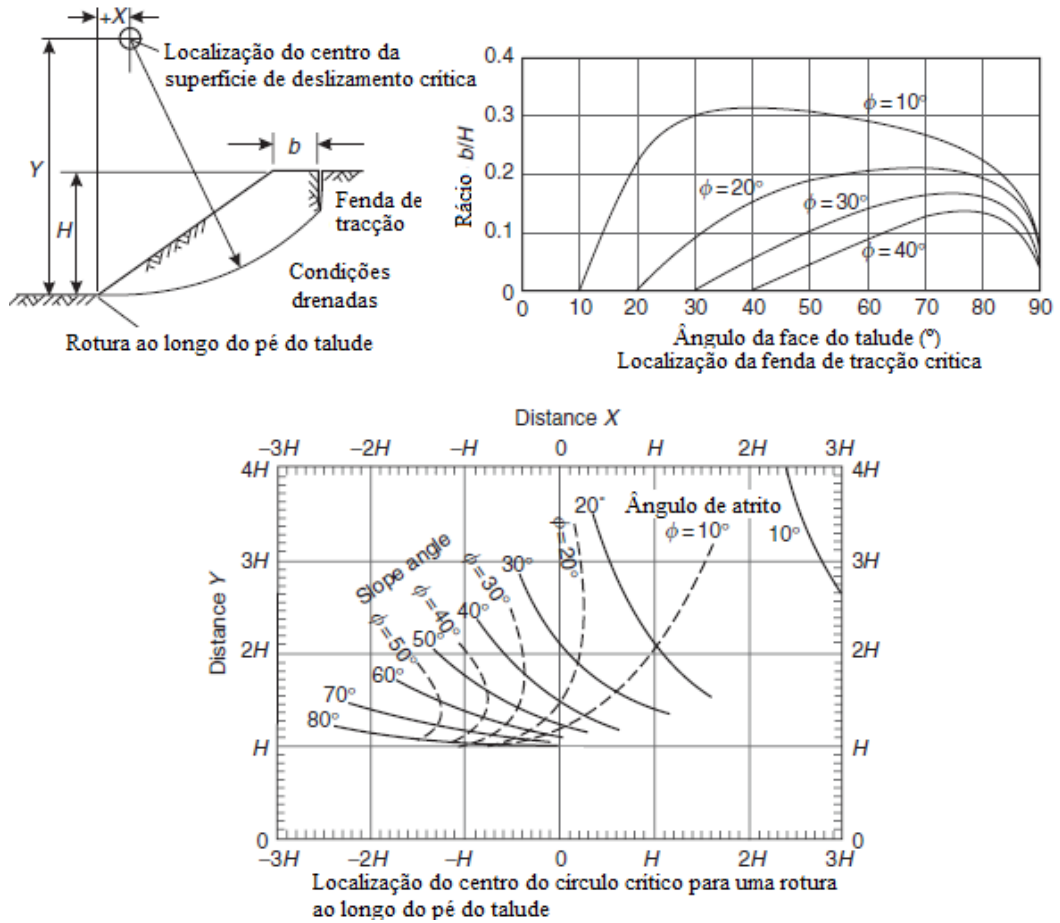


Figura 6.8: Localização do plano de deslizamento e da fenda de tracção crítica para talude em condições drenadas (Wyllie & Mah, 2004).

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad (6.11)$$

onde A é o perímetro do plano de deslizamento; $W \cos \psi_p$ componente estabilizadora do peso (normal à superfície de deslizamento); $W \sin \psi_p$ é a componente do peso que tende ao deslizamento (paralela à superfície de deslizamento); $(W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi$ é a força de corte do plano de deslizamento (ver Figura 6.10). A é dado pela a equação 6.12.

$$A = (H + b \tan \psi_s - z) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (6.12)$$

as componentes b e z dependem da localização da fenda de tracção, enquanto que o peso da cunha de deslizamento, ilustrado pela Figura 6.10, é dado pelas equações 6.13a e 6.13b. No caso de a fenda de tracção se situar na crista do talude, o peso da cunha de deslizamento é dado pela equação 6.13a.

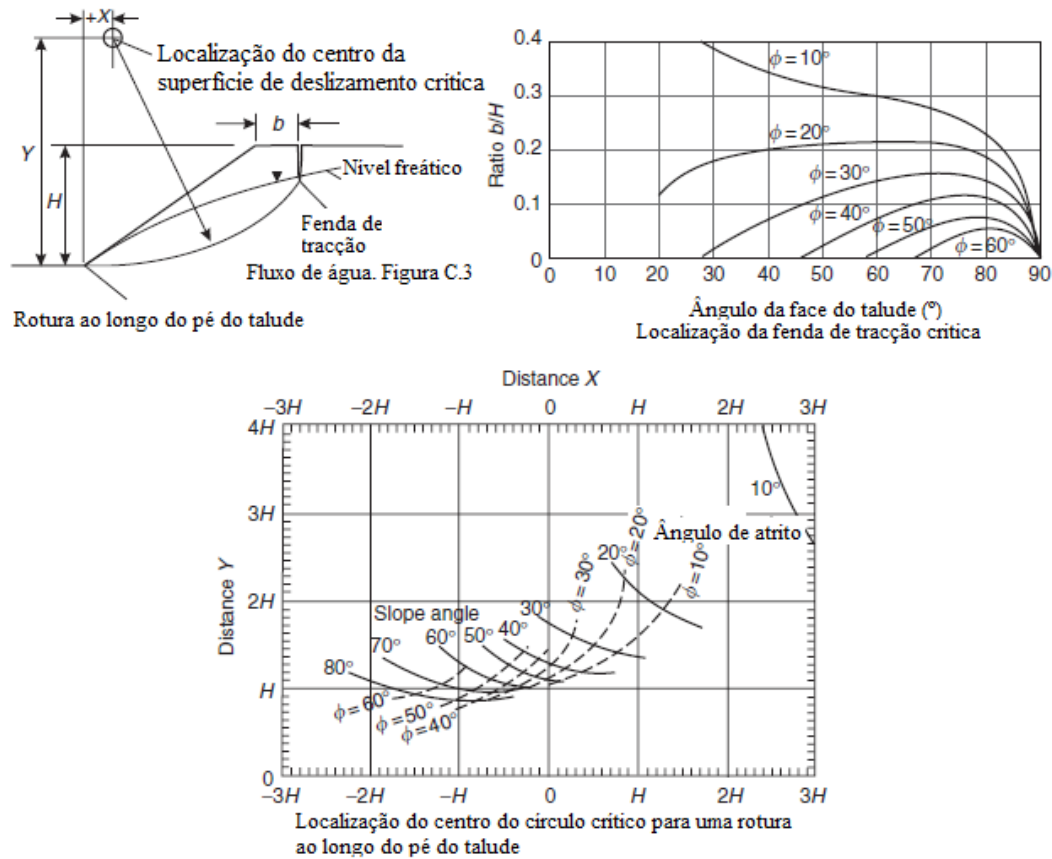


Figura 6.9: Localização do plano de deslizamento e da fenda de tracção crítica para talude na presença de água (Wyllie & Mah, 2004).

$$W = \gamma_r \left[(1 - \cot \psi_f \tan \psi_p) \left(bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f \right) + \frac{1}{2} b^2 (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (6.13a)$$

caso esta se encontre na face do talude, então o peso é expresso pela equação 6.13b.

$$W = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \psi_p \times (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad (6.13b)$$

A utilização do método de equilíbrio limite de forma a determinar a estabilidade de taludes quando sujeito a uma rotura planar, pressupõe que a presença de água influencia a estabilidade apenas no plano de deslizamento. Querendo dizer com isto que o maciço rochoso é impermeável, o que nem sempre acontece. Como tal, é necessário ter em conta as quatro condições hidrogeológicas descritas no ponto 6.2 para o cálculo das pressões hidrostáticas.

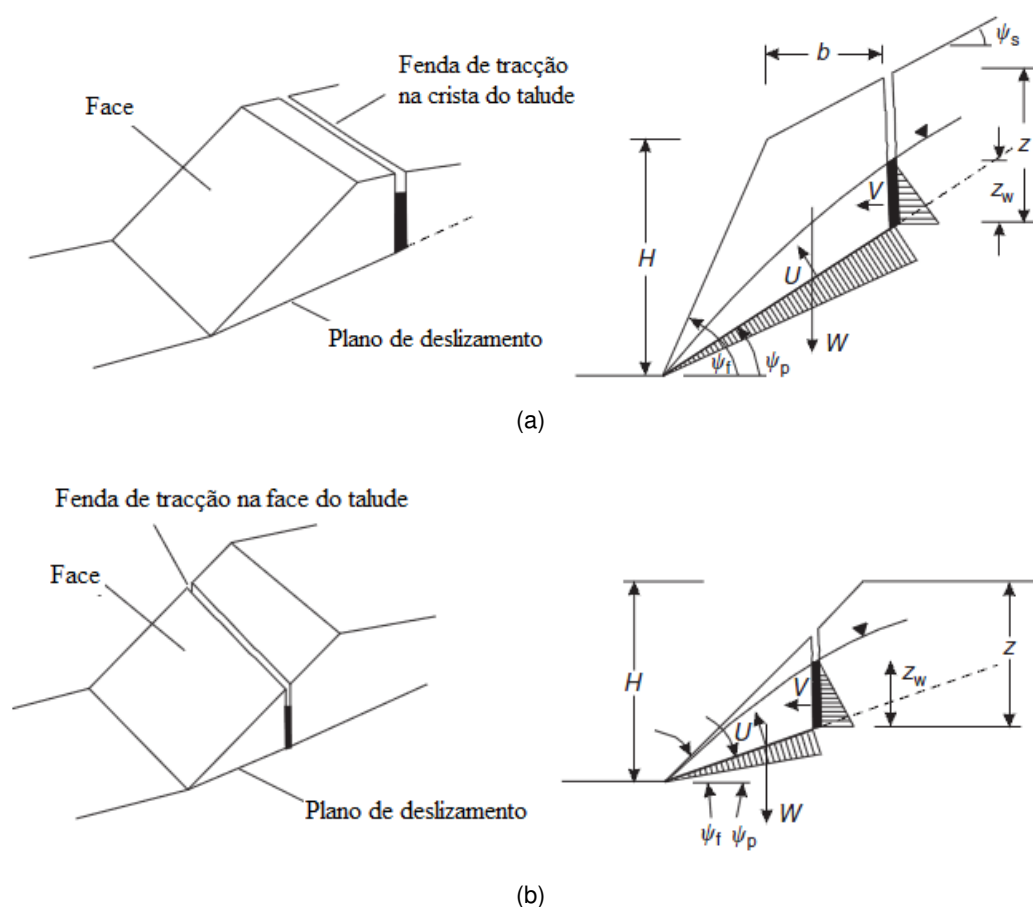


Figura 6.10: Geometrias de rotura planar de um talude (adaptado de Wyllie & Mah, 2004): (a) fenda de tracção na crista do talude; (b) fenda de tracção na face do talude.

Outro problema prende-se com a localização da fenda de tracção. Nas análises efectuadas anteriormente, assumiu-se que a posição dessa mesma fenda de tracção é conhecida através da visualização do seu traço na superfície do talude e a sua profundidade pode ser estabelecida projectando um perfil transversal preciso. No entanto, a sua posição nem sempre é conhecida, sendo necessário considerar a posição mais provável da fenda de tracção.

A localização e profundidade da fenda de tracção pode ser determinada de uma de duas formas: ou através das equações 6.14 e 6.15, ou através dos gráficos ilustrados pela Figura 6.11; ambas assumem que o talude se encontra seco. Estes métodos apenas são aceites para fendas de tracção já formadas, i.e., caso a fenda de tracção surja na consequência de fortes chuvas, ou a sua localização seja coincidente com alguma característica geológica pré-existente. Neste caso, as equações aqui referidas não têm qualquer efeito (Wyllie & Mah, 2004).

$$\frac{z_c}{H} = 1 - \sqrt{\cot \psi_f \tan \psi_p} \quad (6.14)$$

sendo z_c a profundidade da fenda de tracção crítica e a correspondente posição da fenda de tracção, b_c , atrás da crista do talude é dada por:

$$\frac{b_c}{H} = \sqrt{\cot \psi_f \cot \psi_p} - \cot \psi_f \quad (6.15)$$

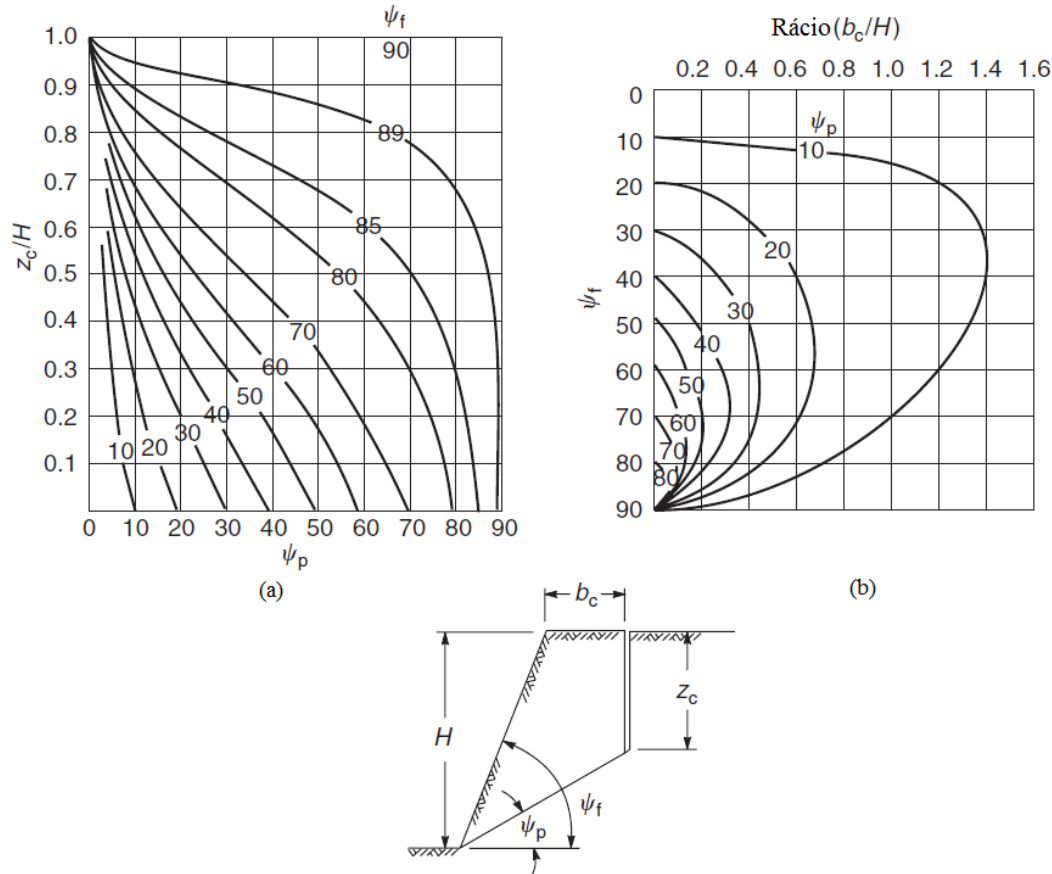


Figura 6.11: Localização da fenda de tracção crítica para taludes secos perante rotura planar (Wyllie & Mah, 2004): (a) profundidade da fenda de tracção relativamente à crista do talude; (b) localização atrás da crista do talude da fenda de tracção.

Rotura em cunha

Na avaliação da estabilidade de uma rotura em cunha, é possível a utilização de procedimentos distintos, dependendo da exactidão requerida pelo projectista. No entanto, as expressões matemáticas que proporcionam o factor de segurança de uma rotura em cunha pelo método analítico, são complexas e morosas. De uma forma simplificada, é possível a utilização do método de equilíbrio limite: supondo que existe atrito para os planos da cunha e que o ângulo de atrito é o mesmo para ambos os planos, o coeficiente de segurança pode ser obtido pela expressão 6.16 (Vallejo et al., 2002).

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan \phi}{W \sin \psi_p} \quad (6.16)$$

onde R_A e R_B são as reacções normais dos planos A e B, como ilustrado na Figura 6.12 (a) e a componente instabilizadora do peso da cunha é definida por $W \sin \psi_p$. O equilíbrio da cunha instabilizadora obtém-se decompondo as forças R_A e R_B , na direcção paralela e perpendicular à linha de intersecção dos planos da cunha, através das equações:

$$R_A \sin \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) = R_B \sin \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) \quad (6.17a)$$

$$R_A \cos \left(\beta - \frac{1}{2} \xi \right) + R_B \cos \left(\beta + \frac{1}{2} \xi \right) = W \cos \psi_p \quad (6.17b)$$

onde os ângulos ξ e β são definidos pela Figura 6.12 (a). A obtenção das forças normais, R_A e R_B , é efectuada através da resolução do sistema definido pelas equações 6.17 e a equação 6.18 (Wyllie & Mah, 2004):

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_p \sin \beta}{\sin(\xi/2)} \quad (6.18)$$

consequentemente, o factor de segurança pode ser dado por:

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin(\xi/2)} \frac{\tan \phi}{\tan \psi_p} \quad (6.19)$$

Por outras palavras o factor de segurança pode ser dado por:

$$FS_C = K FS_P \quad (6.20)$$

onde FS_C é o factor de segurança para uma rotura em cunha suportado unicamente pelo ângulo de atrito, e FS_P é o factor de segurança de uma rotura planar na qual o plano de deslizamento, com um ângulo de atrito ϕ , tem uma inclinação igual à linha de intersecção das cunhas, ψ_p . O factor K depende do ângulo da cunha ξ e a inclinação da cunha, β . Os valores do factor K , para um gama de ξ e β , podem ser encontrados no Anexo B através da Figura B.1.

Se na análise de estabilidade numa rotura em cunha, for considerada a coesão de ambos os planos e a pressão de água que se exerce sobre os mesmos, o cálculo torna-se mais complexo. O seu desenvolvimento encontra-se em Hoek & Bray (1981), e não será abordado nesta dissertação devido à sua complexidade.

Rotura por desmoronamento

A análise da estabilidade neste tipo de rotura é efectuada com base no método de equilíbrio limite para casos simples. Contudo, este permite compreender os factores que são importantes no desmoronamento, facultando algumas alternativas de estabilização, quando necessário. A análise de estabilidade aqui envolve um processo iterativo e moroso, onde cada bloco é estudado

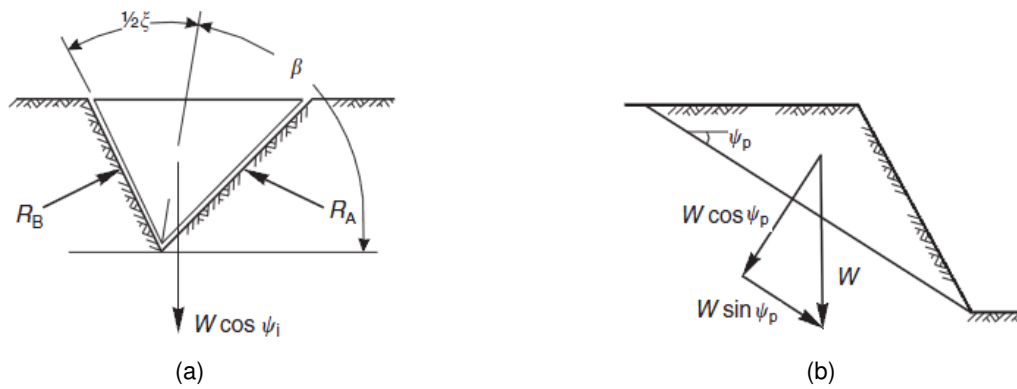


Figura 6.12: Forças actuantes para o cálculo do factor de segurança de uma rotura em cunha (Wyllie & Mah, 2004): (a) corte longitudinal do talude, definindo os ângulos β e ξ ; (b) corte transversal do talude.

separadamente. O talude é considerado estável quando o bloco mais desfavorável é estável, ou vice-versa. Um conceito básico na análise por equilíbrio limite para o talude ser estável é o do ângulo de atrito na base de cada bloco. Este deverá ser maior que a inclinação da base (equação 6.21) para que o deslizamento não ocorra, isto quando nenhuma força exterior actua nos blocos (Wyllie & Mah, 2004). Assim:

$$\psi_p < \phi_b \quad (\text{Estável}) \quad (6.21)$$

Primeiramente, e antes da análise da estabilidade, é preciso conhecer as dimensões dos blocos do mecanismo de rotura, ou seja, deve-se determinar a altura e largura de cada bloco, y_n e Δ_x , respectivamente. A altura de cada bloco n é definido pelas equações 6.23 e 6.24, enquanto que a largura de cada bloco, Δ_x , é definida pelo espaçamento das descontinuidades. É apresentado pela Figura 6.13, o modelo para a análise de estabilidade segundo o método de equilíbrio limite para uma rotura por desmoronamento.

Com base na geometria demonstrada pela Figura 6.13, o número de blocos n do mecanismo de rotura é dado por:

$$n = \frac{H}{\Delta_x} \left[\text{cosec} \psi_b + \left(\frac{\cot \psi_b - \cot \psi_f}{\sin(\psi_b - \psi_f)} \sin \psi_s \right) \right] \quad (6.22)$$

Os blocos são numerados de forma ascendente a partir do bloco mais próximo do pé do talude, sendo este o nº 1 e o bloco superior sendo n . Neste modelo, a altura y_n do bloco n situado abaixo da crista do talude é dado por:

$$y_n = n(a_1 - b) \quad (6.23)$$

e acima da crista é dado por:

$$y_n = y_{n-1} - a_2 - b \quad (6.24)$$

Após a determinação da geometria do talude e dos blocos que compõem o mecanismo de rotura, descreve-se a adaptação do método de equilíbrio limite para uma rotura por desmoronamento (Vallejo et al., 2002, Wyllie & Mah, 2004).

Para uma rotura por desmoronamento dos blocos, de modo a aplicar o método de equilíbrio limite, é necessário calcular as forças actuantes em cada bloco apresentadas pela Figura 6.14 para um bloco n genérico.

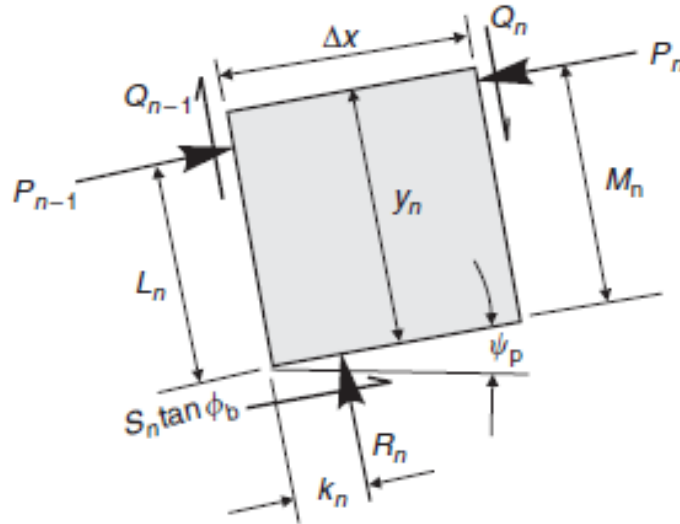


Figura 6.14: Forças actuantes num bloco n sujeito a rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004).

As forças actuantes são as seguintes:

- o peso do bloco n , W_n ;
- as forças P_n e Q_n que são as componentes normais e tangenciais da força de interacção entre o bloco n e $n + 1$;
- as forças P_{n-1} e Q_{n-1} que são as componentes normais e tangenciais da força de interacção entre o bloco n e $n - 1$;
- as forças R_n e S_n as forças normais e de corte, respectivamente, a actuar na base do bloco n .

As distâncias M_n e L_n representadas na figura, são as distâncias entre a base e os pontos de aplicação das forças P_n e P_{n-1} , respectivamente, dadas pelas equações 6.27, 6.28 e 6.29.

O bloco n situa-se abaixo da crista do talude:

$$M_n = y_n \quad (6.27a)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (6.27b)$$

Bloco n na crista do talude:

$$M_n = y_n - a_2 \quad (6.28a)$$

$$L_n = y_n - a_1 \quad (6.28b)$$

Caso o bloco n situe-se acima da crista do talude:

$$M_n = y_n - a_2 \quad (6.29a)$$

$$L_n = y_n \quad (6.29b)$$

As componentes tangenciais das forças de interação entre o bloco n e os adjacentes, Q_n e Q_{n-1} podem ser obtidos pelas equações:

$$Q_n = P_n \tan \phi_d \quad (6.30a)$$

$$Q_{n-1} = P_{n-1} \tan \phi_d \quad (6.30b)$$

onde ϕ_d corresponde ao ângulo de atrito nas laterais do bloco n .

As forças normais e de corte a actuar na base do bloco n é dado pelas equações 6.31a e 6.31b.

$$R_n = W_n \cos \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \tan \phi_d \quad (6.31a)$$

$$S_n = W_n \sin \psi_p + (P_n - P_{n-1}) \quad (6.31b)$$

onde o peso, W , do bloco n é obtido pelo produto entre o peso volúmico e área do bloco.

Considerando o equilíbrio de momentos igual a zero, o valor da força P_{n-1} para impedir desmoronamento dos blocos é dado pela expressão 6.32. São apresentadas pela Figura 6.15, as condições de equilíbrio limite para um bloco n sujeito ao desmoronamento.

$$P_{n-1,t} = \frac{[P_n(M_n - \Delta_x \tan \phi_d) + (W_n/2)(y_n \sin \psi_p - \Delta_x \cos \psi_p)]}{L_n} \quad (6.32)$$

A força necessária para prevenir o deslizamento pela base, P_{n-1} pode ser obtida pela equação 6.34, onde é obtido pela resolução da força de corte dada pela expressão 6.33 em combinação com as equações 6.31a e 6.31b. Apresenta-se pela Figura 6.16 as condições de equilíbrio limite neste caso.

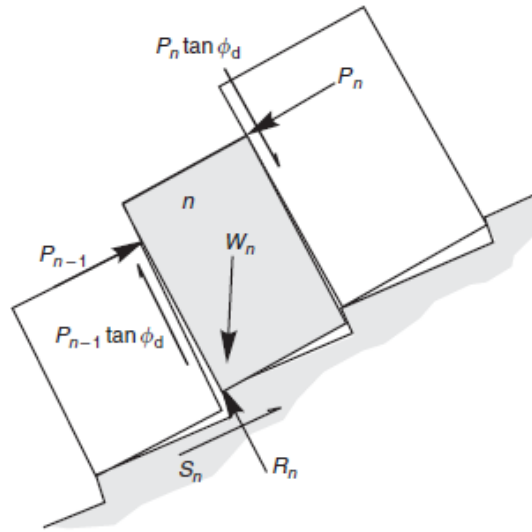


Figura 6.15: Condições de equilíbrio do bloco n sujeito a rotura por desmoronamento (Wyllie & Mah, 2004).

$$S_n = R_n \tan \phi_b \quad (6.33)$$

$$P_{n-1,s} = P_n - \frac{W_n(\cos \psi_p \tan \phi_b - \sin \psi_p)}{(1 - \tan \phi_b \tan \phi_d)} \quad (6.34)$$

onde ϕ_b é o ângulo de atrito na base do bloco n

O procedimento de cálculo para avaliar a estabilidade ao desmoronamento dos blocos de um talude são (Gomes, 2010):

1. definir o número de blocos e dimensão de cada utilizando as equações 6.22 a 6.25;
2. valores para os ângulos de atrito nas laterais e na base dos blocos (ϕ_d e ϕ_b) são definidos em laboratório. Se não actuarem cargas externar, ângulo de atrito na base deve ser superior à inclinação da base para que não haja deslizamento ($\phi_b > \psi_p$);
3. Os blocos junto à crista do talude que satisfaçam a equação 6.35, são estáveis;

$$\frac{y_n}{\Delta_x} < \cot \psi_p \quad (\text{não há desmoronamento}) \quad (6.35)$$

4. a partir do bloco a contar do topo do talude, em que a condição 6.35 não satisfaça, calcular a força de interacção, P_{n-1} necessária para garantir a estabilidade do talude. Aqui, $P_{n-1,t}$ e $P_{n-1,s}$ são as forças de interacção

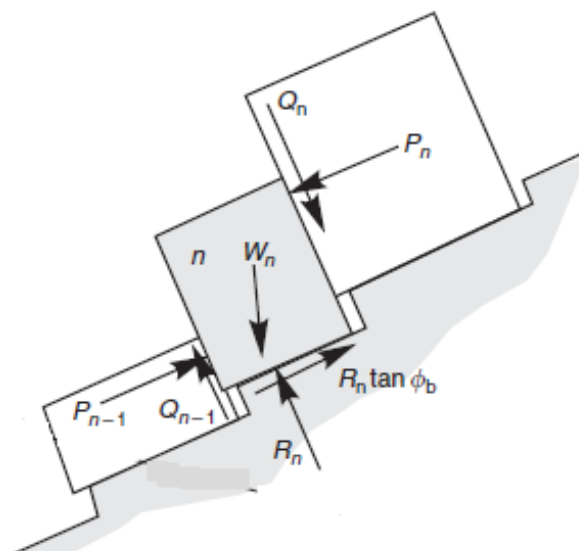


Figura 6.16: Condições de equilíbrio do bloco n sujeito ao deslizamento (Wyllie & Mah, 2004).

que garantem o equilíbrio limite do bloco em relação aos desmoronamento e ao deslizamento, respectivamente. É possível que surjam três situações distintas:

- se $P_{n-1,t} > P_{n-1,s}$ e $P_{n-1,t} > 0$ então o bloco está sujeito ao desmoronamento, então $P_{n-1} = P_{n-1,t}$;
- $P_{n-1,t} < P_{n-1,s}$ e $P_{n-1,s} > 0$ o bloco está sujeito ao deslizamento e $P_{n-1} > P_{n-1,s}$;
- Se $P_{n-1,t} < 0$ e $P_{n-1,s} < 0$ então o bloco é estável e $P_{n-1} = 0$.

5. determinar o equilíbrio para os blocos seguintes, $n - 1$, aplicando no lado adjacente ao bloco n a força P_{n-1} , mas no sentido contrário, e calcula-se a força no outro lado, tendo em conta o procedimento descrito;
6. o procedimento é efectuado até ao pé do talude, onde as condições de fronteira são conhecidas ou podem ser impostas.

É de referir que o deslizamento dos blocos no pé do talude indica que este é instável. No entanto, se o bloco na base for estável, poderão registar-se, igualmente, deslocamentos significativos nos blocos de maior dimensão com maior tendência a bascular.

Posteriormente, é efectuado o cálculo das forças actuantes em cada bloco e do factor de segurança do talude através de um processo iterativo, fazendo variar o ângulo de atrito progressivamente até serem alcançadas as condições de equilíbrio limite do bloco na base do talude. Desta forma, o factor de segurança é

obtido pela relação entre a tangente do ângulo de atrito na base dos blocos, ϕ_b , e a tangente do ângulo de atrito necessário para atingir o equilíbrio limite, ϕ_{crit} (Gomes, 2010).

$$FS = \frac{\tan \phi_b}{\tan \phi_{crit}} \quad (6.36)$$

6.4.3 Avaliação da estabilidade de taludes por métodos empíricos

Tal como acontece para os métodos analíticos, são também apresentados métodos empíricos para a determinação do factor de segurança para os diversos tipos de rotura (Hoek & Bray, 1981). São ainda apresentados métodos empíricos para garantir a estabilidade de taludes em maciços rochosos através das classificações geomecânicas. Neste caso, o que está em questão é a determinação da geometria do talude e de métodos de estabilidade adequados às condições geológicas e maciços rochosos. Entre eles, refere-se, em especial, uma modificação efectuada por Romana (1993) ao sistema RMR proposto por Bieniawski (1989). Outro exemplo aqui descrito refere-se ao método proposto por Li et al. (2008).

Utilização dos ábacos Hoek & Bray (1981) para a determinação da estabilidade de taludes segundo uma rotura circular.

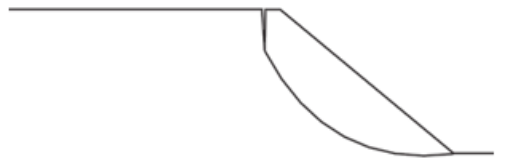
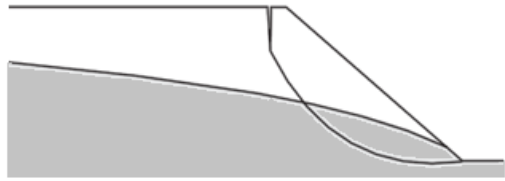
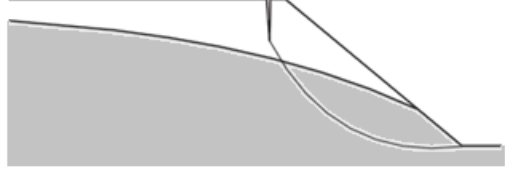
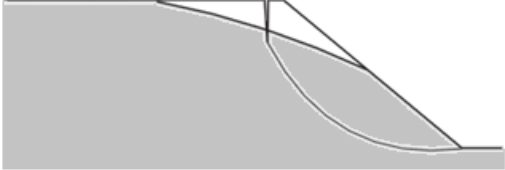

A abordagem aqui descrita trata de uma metodologia empírica para a determinação rápida do factor de segurança de taludes perante uma rotura circular. A utilização destes ábacos, além da determinação expedita do factor de segurança do talude, permite também conhecer a sensibilidade deste em relação às condições hidrostáticas, à inclinação do talude e aos parâmetros de resistência do maciço. A aplicação destes ábacos requer determinadas condições que deverão ser aquelas que deram origem aos ábacos, tal como se descreve resumidamente Wyllie & Mah (2004):

- o material intrínseco ao talude é homogéneo, com parâmetros de resistência ao corte uniformes, ao longo da superfície de deslizamento;
- o colapso do talude dá-se segundo uma superfície circular de deslizamento que passa além do pé do talude;
- ocorrência de uma fenda de tracção vertical na crista ou na face do talude;
- as localizações da fenda de tracção e da superfície de deslizamento são aquelas que originam um factor de segurança mínimo para a geometria e condições hidrostáticas consideradas no talude;
- as condições hidrostáticas no talude variam de seco a completamente saturado sob forte sobrecarga, devido ao peso da água;
- os gráficos são otimizados para um peso volúmico do maciço de 18.9 kN/m^3 . Pesos volúnicos menores originam factores de segurança menores,

e vice-versa. Valores diferentes de 18.9 kN/m^3 requerem uma análise mais detalhada, como a apresentada anteriormente.

Devido à grande influência das condições hidrogeológicas, é necessário que seja assumido um fluxo de água no interior do talude, o mais próximo possível das condições presentes *in situ*. Num maciço rochoso de fraca qualidade, extremamente fracturado, a permeabilidade do maciço será significativamente maior que aquela determinada para a rocha intacta, o que provoca o desenvolvimento de um fluxo de água no maciço atrás do talude. São apresentadas na Tabela 6.3 cinco condições hidrostáticas, variando entre drenado a completamente saturado, baseadas nos modelos de Cedergren (1989), que são depois associadas aos gráficos para a análise de estabilidade descrito posteriormente. Para as condições 2, 3 e 4, a posição do nível freático é definida pelo rácio entre x/H , onde x se refere à distância entre nível freático à superfície e a crista do talude, medida na horizontal.

Tabela 6.3: Modelos do fluxo de água usados numa rotura circular (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

Condições do fluxo de água	Figura
Talude em condições completamente drenadas	 C.1
Superfície freática a $8H$ de distância do pé do talude	 C.2
Superfície freática a $4H$ de distância do pé do talude	 C.3
Superfície freática a $2H$ de distância do pé do talude	 C.4
Talude completamente saturado sujeito a forte sobrecarga devido ao peso da água	 C.5

Apresenta-se então os procedimentos para a utilização dos ábacos Hoek & Bray (1981) que são esquematizados na Figura 6.17:

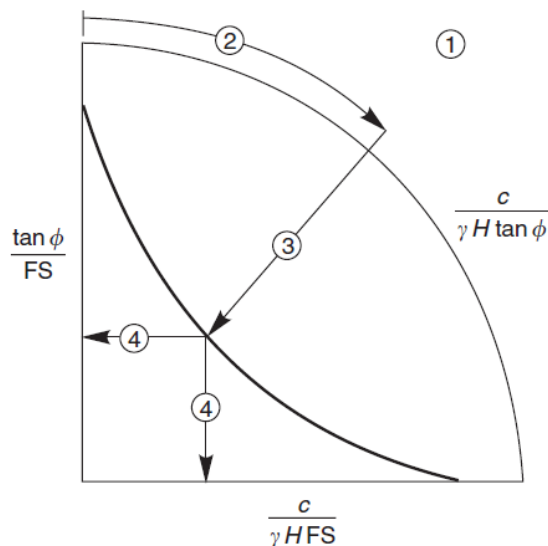


Figura 6.17: Sequência de passos na utilização dos ábacos de ruptura circular de Hoek & Bray (1981) na determinação do factor de segurança (Wyllie & Mah, 2004).

- 1 - decisão das condições hidrostáticas a que o talude está sujeito, escolhendo o ábaco que se aproxima dessas condições (Tabela 6.3);
- 2 - determinação dos parâmetros de resistência do maciço rochoso que envolve o talude;
- 3 - calcular o valor do rácio apresentado pela equação 6.37 e descortinar o seu valor no círculo exterior do ábaco;

$$\frac{c}{\gamma H \tan \phi} \quad (6.37)$$

- 4 - através do valor determinado no ponto 3, seguir a linha radial correspondente até a intersecção com a curva correspondente ao ângulo de inclinação do talude;
- 5 - encontrar o valor correspondente de $\tan \phi / FS$ ou $c / (\gamma H FS)$, dependendo daquele que for mais conveniente e determinar o factor de segurança.

Os ábacos referentes ao método Hoek & Bray (1981) para a determinação do factor de segurança, encontram-se ilustrados pelas Figuras C.1, C.2, C.3, C.4 e C.5 no Anexo C, tendo em conta as condições hidrostáticas descritas na Tabela 6.3.

Utilização dos ábacos Hoek & Bray (1981) para a determinação da estabilidade de taludes, segundo uma rotura em cunha.

Num caso simples de uma cunha formada por dois planos sem coesão e sem presença de água, os ábacos Hoek & Bray (1981) permitem obter valores de coeficiente de segurança a partir dos valores da inclinação, direcção da inclinação e ângulo de atrito dos planos instabilizadores. O coeficiente de segurança é conseguido pela formulação 6.38, em que os parâmetros A e B , adimensionais, são obtidos pelos ábacos (Vallejo et al., 2002).

$$FS = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B \quad (6.38)$$

em que ϕ_A e ϕ_B correspondem aos ângulos de atrito, determinados em laboratório, dos planos que formam a cunha, sendo A o de menor inclinação.

Descreve-se, o procedimento a seguir para a obtenção do factor de segurança (Vallejo et al., 2002):

1. cálculo da diferença entre inclinações dos planos A e B , ψ_{iA} e ψ_{iB} respectivamente;
2. cálculo da diferença entre as direcções dos planos de deslizamento em relação ao norte cartográfico;
3. dos diferentes ábacos disponíveis (Hoek & Bray, 1981), seleccionam-se os correspondentes à diferença obtida no primeiro ponto;
4. com o valor obtido no ponto 2, obtêm-se os valores dos parâmetros A e B , fazendo intersectar o valor das abcissas, correspondente ao ponto 2, com a inclinação de cada plano;
5. com os valores dos parâmetros A e B e com os valores dos ângulos de atrito de cada plano, calcula-se o factor de segurança pela expressão 6.38.

Os ábacos Hoek & Bray (1981) para determinar os parâmetros A e B são apresentados no Anexo D pelas Figuras D.1 a D.8. Para diferenças entre inclinações dos planos A e B , não representadas nas figuras, é possível a utilização de uma regressão linear para determinar os parâmetros A e B correspondentes.

Ábacos de estabilidade baseados no critério de rotura Hoek-Brown (Li et al., 2008).

Os ábacos aqui apresentados foram desenvolvidos através do mais recente critério de rotura de Hoek-Brown. Este critério pode ser aplicado à rocha intacta homogénea e isotrópica, assim como a maciços rochosos altamente fracturados e alterados. Neste critério, a estimativa dos parâmetros de resistência através da equivalente Mohr-Coulomb, é posta em questão. Para taludes muito inclinados, o autor descobriu que os parâmetros equivalentes estimados produzem valores para o factor de segurança muito fracas. Isso deve-se à gama de tensões principais

para os quais os parâmetros de resistência são estimados. Por isso o critério aqui descrito apresenta métodos alternativos para a determinação de $\sigma'_{3\max}$ que por sua vez, determina os parâmetros equivalentes Mohr-Coulomb (Li et al., 2008).

Os ábacos desenvolvidos foram realizados através de programas numéricos utilizando critérios de análise limite, nomeadamente teoremas de região inferior e superior estudados na mecânica dos solos. Nesse estudo, foram analisados taludes rochosos com inclinações de $\beta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ e 75° . O factor da profundidade (d/H) foi considerado insignificante, com excepção de uma inclinação de 15° . Na análise, o mecanismo de rotura que se desenvolvia primeiro era aquele que passava pelo pé do talude. O número de estabilidade de um talude em maciço rochoso é definido como:

$$N_0 = \frac{\sigma_{ci}}{\gamma HFS} \quad (6.39)$$

Apresenta-se, pelas Figuras 6.18 a 6.22, os ábacos de estabilidade através da análise numérica para cada uma das inclinações descritas, tendo por base os valores de GSI e m_i .

Através dos parâmetros do maciço rochoso e com a inclinação do talude, obtém-se o número de estabilidade correspondente. Posteriormente, através da equação 6.39 e com a altura do talude, H , é determinado o factor de segurança do talude em estudo, ou então é avaliada a altura máxima do talude através do factor de segurança atribuído de modo que verifique os estados limites.

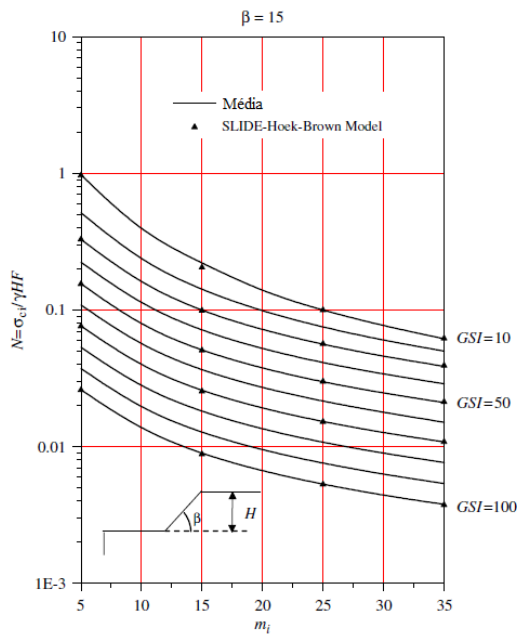


Figura 6.18: Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 15^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).

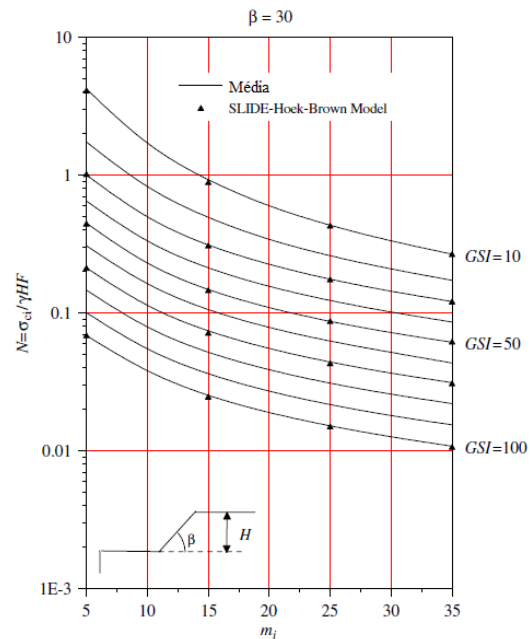


Figura 6.19: Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 30^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).

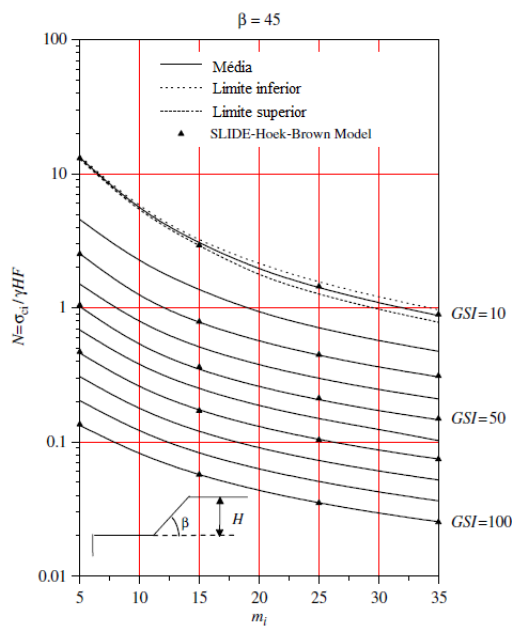


Figura 6.20: Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 45^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).

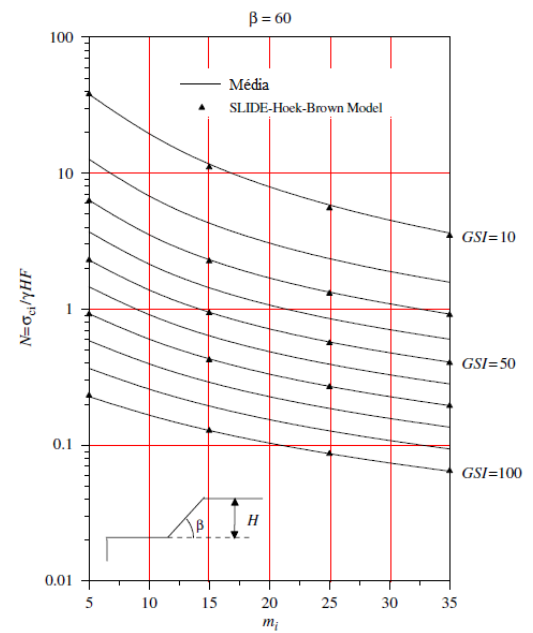


Figura 6.21: Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 60^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).

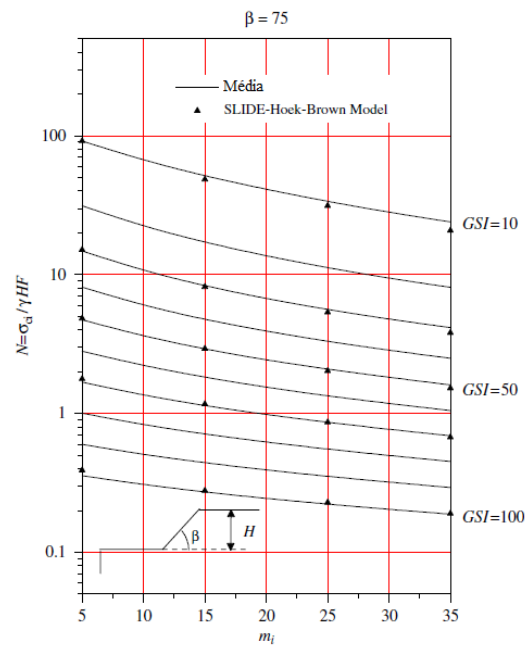


Figura 6.22: Média das soluções de análise limite para o número de estabilidade, N_0 , $\beta = 75^\circ$ (adaptado de Li et al., 2008).

No que se refere aos parâmetros de resistência equivalentes Mohr-Coulomb, determinados pelas equações 4.14 e 4.15 no ponto 4.4 desta dissertação, o autor Li et al. (2008) concluiu que os parâmetros fornecem valores fracos para o factor de segurança, especialmente em taludes com uma inclinação $\beta \geq 45^\circ$. Com isto, de modo a aperfeiçoar a estimativa do factor de segurança, nomeadamente aquando da utilização de modelos numéricos, foram definidas novas equações para determinar $\sigma'_{3\max}$ para além daquela expressa pela equação 4.16, tais como:

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.2 \left[\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right]^{-1.07} \quad (\text{talude com inclinação } \beta \geq 45^\circ) \quad (6.40a)$$

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.41 \left[\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right]^{-1.23} \quad (\text{talude com inclinação } \beta < 45^\circ) \quad (6.40b)$$

As Figuras 6.23 e 6.24 apresentam, a título de exemplo, a relação de $\sigma'_{3\max}$ entre aquela definida pela equação 4.16 e a definida pelas equações 6.40a e 6.40b, respectivamente. Em contraste, apresenta os valores obtidos pelo estudo efectuado por Li et al. (2008), através do programa numérico *SLIDE*.

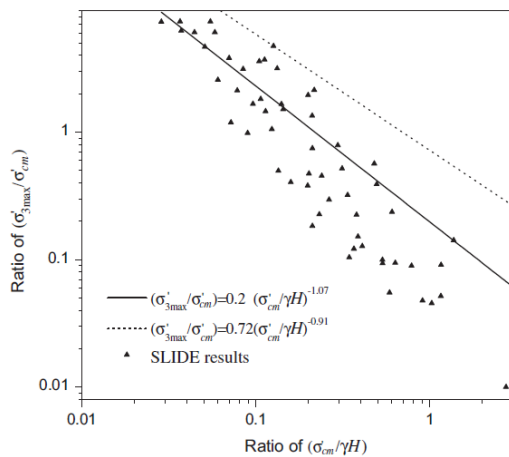


Figura 6.23: Relação do cálculo de $\sigma'_{3\max}$ entre a equivalente Mohr-Coulomb e parâmetros Hoek-Brown para taludes muito inclinados, $\beta \geq 45^\circ$ (Li et al., 2008).

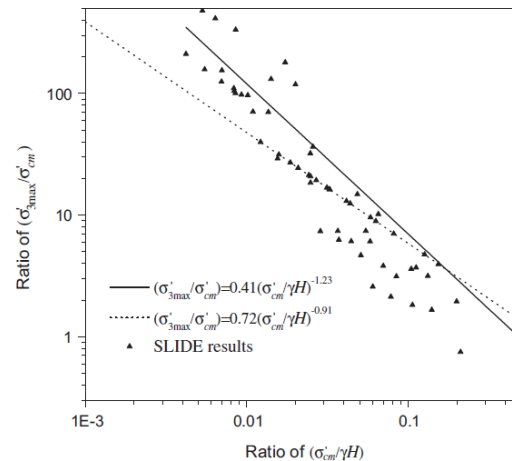


Figura 6.24: Relação do cálculo de $\sigma'_{3\max}$ entre a equivalente Mohr-Coulomb e parâmetros Hoek-Brown para taludes pouco inclinados, $\beta < 45^\circ$ (Li et al., 2008).

SMR - Slope Mass Rating por Romana (1985)

Na avaliação da estabilidade de taludes em maciços rochosos, Romana (1985, 1993, 2003) desenvolveu um sistema de classificação denominado de SMR, sendo uma modificação do sistema RMR desenvolvido por Bieniawski. O índice SMR é obtido acrescentando dois factores de ajustamento ao RMR, um que depende da orientação relativa entre descontinuidades e o talude e outro que depende do método de escavação. O índice SMR é então obtido pela equação:

$$SMR = RMR_{89} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (6.41)$$

Sendo que para efeitos de cálculo do SMR, apenas os cinco primeiros parâmetros do índice RMR são considerados. O método de determinação do índice RMR encontra-se no ponto 3.2 desta dissertação.

Os factores de ajustamento F_1 , F_2 , F_3 e F_4 são definidos pelas Tabelas 6.4 e 6.5, em que os três primeiros representam a orientação relativa entre descontinuidades e o talude, e o último representa o método de escavação. O valor de SMR é efectuado para cada família de descontinuidades optando-se, posteriormente, pelo menor valor. Os três primeiros parâmetros são descritos sucintamente (Romana, 1993):

- F_1 depende do paralelismo entre o *strike* das descontinuidades e do talude. A definição de *strike* foi decifrado no ponto 3.2. Este está compreendido num intervalo de 1.00 (quando ambos são quase paralelos) a 0.15 (quando o ângulo entre ambos é maior que 30° e a probabilidade de rotura é muito baixa). Este valor pode ser obtido pela equação:

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (6.42)$$

onde A indica o ângulo entre o *strike* da face do talude e das descontinuidades;

- F_2 corresponde à inclinação da descontinuidade numa rotura plana. Este parâmetro, em certo sentido, é uma medida de resistência ao corte da descontinuidade. Varia entre 1.00 a 0.15. Sendo 1.00 para descontinuidades com uma inclinação maior que 45° e 0.15 em descontinuidades com inclinação menor que 20° e pode ser definido pela relação:

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (6.43)$$

aqui β_j é o ângulo que define a inclinação da descontinuidade. Para uma rotura por desmoronamento $F_2 = 1.00$;

- F_3 reflecte a relação da inclinação entre a face do talude e da descontinuidade. Para este parâmetro foram mantidos os valores propostos por Bieniawski (1979, 1989).

Na Tabela 6.5 apresenta-se o valor do factor de ajustamento F_4 para os diferentes métodos de escavação.

A descrição das classes definidas pelo índice SMR é apresentada pela Tabela 6.6, a qual apresenta também o modo de rotura mais comum para cada classe, assim como a necessidade de suporte do talude. Também é possível estimar parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, através do índice SMR. Destaque-se que as classes do índice SMR são iguais às apresentadas pelo RMR, logo é possível adoptar os valores dos parâmetros de resistência apresentados pela Tabela 3.9.

Tabela 6.4: Factores de ajustamento das descontinuidades F_1 , F_2 e F_3 (adaptado de Romana, 1993, Romana et al., 2003).

Causa de Rotura	Muito favorável	Favorável	Moderado	Desfavorável	Muito desfavorável
Planar $ \alpha_j - \alpha_z $	> 30°	30° a 20°	20° a 10°	10° a 5°	< 5°
Cunha $ \alpha_i - \alpha_z $					
Desmoronamento $ \alpha_j - \alpha_z - 180° $	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Valor de F_1					
$ \beta_j $	< 20°	20° a 30°	30° a 35°	35° a 45°	> 45°
Planar/Cunha Valor de F_2	0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Desmoronamento Valor de F_2	1.00				
Planar/Cunha $\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° a 0°	0°	0° a (-10°)	< (-10°)
Desmoronamento $\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° a 120°	> 120°	-	-
Valor de F_3	0	-6	-25	-50	-60

Nota: α_s - *strike* do talude; α_j - *strike* da descontinuidade; α_i - direcção da inclinação da intersecção dos dois planos que formam a cunha; β_s - inclinação do talude; β_j - inclinação da descontinuidade.

Tabela 6.5: Valor do factor de ajustamento F_4 devido ao método de escavação do talude (adaptado de Romana, 1993, Romana et al., 2003).

Método de Escavação	Valor de F_4
Talude natural	15
Pré-corte do talude	10
Explosões leves	8
Explosões normais ou escavação por meios mecânicos	0
Explosões deficientes	-8

Tabela 6.6: Descrição das classes SMR (adaptado de Romana, 1993).

Classe	SMR	Descrição	Estabilidade	Rotura	Suporte
I	81 - 100	Muito bom	Completamente estável	Nenhuma	Nenhum
II	61 - 80	Bom	Estável	Alguns blocos	Ocasionalmente
III	41 - 60	Normal	Parcialmente estável	Algumas descontinuidades ou muitas cunhas	Sistemático
IV	21 - 40	Mau	Instável	Planar ou grandes cunhas	Importante/correctivo
V	0 - 20	Muito mau	Completamente instável	Planar ou circular tipo solo	Reescavação

Este sistema permite também estimar algumas medidas de suporte para taludes mais instáveis. Apesar de se tratar de um assunto fora do âmbito da classificação, o índice SMR serve como indicação do sistema de suporte a utilizar. Na Tabela 6.7, apresentam-se os sistemas de suporte sugeridos para os valores-limite do índice SMR. Nesta dissertação não serão explicados os sistemas de suporte para a estabilização do talude, pois este é um assunto que não se encontra no âmbito deste trabalho.

Tabela 6.7: Medidas de suporte através do índice SMR (adaptado de Romana, 1993).

SMR	Medidas de Suporte
> 65	Sem suporte
45 a 70	Protecção (valas de pé de talude; redes de superfície de talude)
30 a 75	Reforço (pregagens; ancoragens)

SMR	Medidas de Suporte
20 a 60	Betão (projectado; de enchimento, contraforte e/ou vigas, muros de pé de talude)
10 a 40	Drenagem (superficial ou profunda)
10 a 30	Reescavação (muros de contenção)

Capítulo 7

Considerações finais

Recapitulando, esta dissertação teve como principal objectivo sistematizar metodologias para a análise de estabilidade de taludes e fundações em maciços rochosos, na óptica do utilizador. Tendo em conta os recursos acessíveis ao projectista, apresentaram-se métodos para a caracterização do maciço rochoso e verificação da segurança perante os mecanismos de colapso mais prováveis.

Com esse objectivo em vista, primeiro classificou-se o maciço rochoso quanto à sua estrutura geológica (estado de fracturação, estado de alteração, espaçamento de camadas, RQD), através dos métodos descritos pelo ISRM. Posteriormente, apresentaram-se os ensaios mais comuns e de baixo custo a serem realizados ao maciço rochoso e ao material rocha com o objectivo de caracterizar certos parâmetros intrínsecos ao maciço rochoso.

Em seguida, e de forma a aferir a qualidade do maciço rochoso, abordaram-se as classificações geomecânicas disponíveis para maciços rochosos, tendo em conta as obras discutidas na dissertação. Ainda neste ponto, foram apresentadas algumas inter-relações entre classificações; o utilizador, dependendo da sua experiência, pode escolher aquela que lhe permite classificar o maciço rochoso com maior grau de confiança.

Após a caracterização e classificação do maciço rochoso, procedeu-se à avaliação do seu comportamento mecânico. Aqui, o ponto de interesse foi avaliar o maciço rochoso quanto aos seus parâmetros característicos. Atendendo a esse objectivo, apresentaram-se critérios de rotura para caracterizar o maciço rochoso. Estes critérios de rotura (Hoek et al., 2002, Douglas, 2002) permitem descrever o comportamento do maciço rochoso através de uma equivalente ao critério de rotura Mohr-Coloumb, determinando *a posteriori* os parâmetros característicos, tendo presente obras tipo de taludes e fundações. Ainda referente ao comportamento mecânico do maciço rochoso, apresentaram-se métodos para determinar parâmetros de resistência e de deformabilidade do maciço rochoso através de classificações geomecânicas.

Finalmente, apresentaram-se através dos capítulos 5 e 6 metodologias para analisar a estabilidade de fundações e taludes em maciços rochosos. Em

ambos os casos foi tido em conta a mesma forma de abordagem, i.e., primeiro a apresentação de alguns factores que podem influenciar a rotura do terreno, nomeadamente as condições hidrogeológicas; no caso das fundações, compreendeu-se ainda como eram feitas as transferências das cargas estruturais para o terreno. Em segundo, descreveram-se os mecanismos de colapso mais prováveis do maciço para as duas obras em questão. Por último, expuseram-se métodos analíticos e empíricos para a avaliação da estabilidade, tanto para obras de fundações como de taludes, segundo os estados limites. É de referir que, para obras de fundações, foi dado destaque à metodologia proposta pelo EC7 (2010) para a avaliação da capacidade resistente do maciço rochoso.

Embora este trabalho exponha um vasta gama de metodologias para a caracterização, classificação e comportamento do maciço rochoso, assim como métodos de análise de estabilidade em fundações e taludes, é possível encontrar algumas lacunas, especialmente no que respeita aos três primeiros pontos. Tendo em conta o número de correlações apresentadas neste documento, é aconselhado que estas sejam validadas. Através da análise do comportamento da obra depois de construída, é possível obter um valor mais correcto do comportamento do maciço, seja dos parâmetros de resistência, seja dos de deformabilidade. A realização de uma maior prospecção geotécnica, sempre que o orçamento assim o permita, também possibilita a validação das correlações aqui apresentadas, pois uma maior prospecção permite uma mais correcta aproximação dos valores característicos do terreno.

Bibliografia

- Abdornia, A., Mokhtar, S. & Badomaki, M. (2012). Selection of the Best Method for Estimate the Bearing Capacity of Rock Foundations. Switzerland Research Park Journal, 101, 211-216.
- Adachi, T. & Yoshida, N. (2002). In situ investigation on mechanical characteristics of soft rocks, In-Situ Characterization of Rocks. V.M. Sharma & K. R. Saxena, 131-186.
- Alpan, I. (1970). The geotechnical properties of soils. Earth Science Reviews, 6, 5-49.
- Balmer, G. (1952). A general analytical solution for Mohr's envelope. American Society for Testing Materials, 1260-1271.
- Barton, N. (2002). Some new Q value correlations to assist in site characterization and tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 185-216.
- Barton, N., Lien, R. & Lunde, J. (1974). Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics, 183-236.
- Barton, N., Loset, F., Lien, R. & Lunde, J. (1980). Application of the Q-system in design decisions. Subsurface Space. M. Bergman, 553-561.
- Bell, F. G. (2007). Engineering Geology. Elsevier Ltd., 2.
- Bieniawski, Z. T. (1978). Determining rock mass deformability: experience from case histories. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 237-248.
- Bieniawski, Z. T. (1979). Rock mass classifications in rock engineering. Symposium Exploration for Rock Engineering, 97-107.
- Bieniawski, Z. T. (1984). Rock Mechanics Design in Tunneling. Balkema, Rotterdam.
- Bieniawski, Z. T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley & Sons, 251-252.
- Bieniawski, Z. T. & Orr, C. M. (1976). Rapid system appraisal for dam foundations by the geomechanics classification. Congress on Large Dams, 12, 483 - 501.

- Bishnoi, A. W. (1968). Bearing Capacity of Jointed Rock. PhD thesis. Georgia Institute of Technology.
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5, 7-17.
- Boussinesq, M. (1885). Applications des potentials, a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastique. Gauthier-Villars.
- Bozozuk, M. (1972). The Gloucester Test Fill. Phd thesis. Purdue University.
- Brady, B. H. G. & Brown, E. T. (2005). Rock Mechanics for underground mining. Kluwer Academic Publishers, 3.
- Bray, J. (1977). Unpublished notes. Imperial College.
- Burmister, D. M. (1965). Influence Diagrams for Stress and Displacements in a Two Layer Pavement System for Airfields. Contract NBY 13009, Dept of the Navy. Washington, DC.
- Cedergren, H. R. (1989). Seepage, Drainage and Flow Nets. Wiley, 3. New York.
- Cheng, Y. & Liu, S. (1990). Comprehensive Rock Eng, In: Power caverns of the Mingtan Pumped Storage Project, Taiwan. J. A. Hudson, Oxford: Pergamon. 111-132.
- Costa, C. N. (2006). Disciplina de Fundamentos de Geotecnia - Introdução à descrição e classificações das rochas. FCT/UNL Lisboa.
- Deere, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D. & Cording, E. J. (1967). Design of Surface and NearSurface Construction in Rock. Society of Mining Engineers of AIME, 237-302.
- Douglas, K. (2002). The Shear Strength of Rock Masses. PhD thesis. The University of New South Wales, Sydney.
- Dunnicliff, J. (1988). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance. Wiley-Interscience, 117 - 163.
- EC7 (1999). Projecto geotécnico. Parte 1: Regras Gerais. Comissão Europeia de Normalizações.
- EC7 (2010). Eurocódigo 7:Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais. Comissão Europeia de Normalizações. NP EN 1997-1 2010.
- Edelbro, C. (2003). Rock Mass Strength. Technical Report. Lulea University of Technology, Sweden.
- EM.1110-1-2908 (1994). Engineering and Design - Rock Foundations. US Army Corps of Engineers. Washington, DC 20314-1000.

- Gerrard, C. M. & Harrison, W. J. (1970). Circular load applied to a cross-anisotropic half-space, and Stresses and displacements in a loaded orthorhombic half-space. Technical Report 8 & 9. Division of Applied Geomechanics, Commonwealth Scientific and Industrial Research (Reproduced as Appendices A and B in Poulos and Davis, 1974).
- Goel, R. K., Jethwa, J. L. & Paithankar, A. G. (1996). Correlation between Barton's Q and Bieniaswki's RMR - A new approach. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 179-181.
- Gomes, C. S. R. (2010). Combinação de soluções analíticas na análise da estabilidade de taludes rochosos reforçados. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 160 pp.
- Goodman, R. E. (1989). Introduction to Rock Mechanics. John Wiley & Sons, 2.
- Grasso, P., Xu, S. & Mahtab, A. (1992). Problems and promises of index testing of rocks. Rock Mechanics, 879-888. Balkema, Rotterdam.
- Griffith, A. A. (1921). The phenomenon of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London.
- Guedes de Melo, P. (2011). Definição de valores de parâmetros de cálculo para maciços rochosos. Documentos não publicados.
- Guerra, N. M. C. (2012). Elementos de apoio a disciplina de Análise de Estruturas Geotécnicas. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa. Verificação da segurança em relação aos estados limites últimos.
- Hawkins, A. B. (1998). Aspects of rock strength. Springer-Verlag, 17-30.
- Hawkins, A. B. & McConnel, B. J. (1992). Sensitivity of sandstone strenght and deformability to changes is moisture content. Quarterly Journal of Engineering Geology, 62, 115-130.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses, 23rd. Rankine Lecture. Géotechnique. 33 (3), 187-223.
- Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 12(3), 227-229.
- Hoek, E. (1994). Strength of Rock and rock masses. ISRM News Journal, 2, 4-16.
- Hoek, E. (2007). Pratical Rock Engineering. <http://www.rocsience.com>.
- Hoek, E. & Bray, J. (1981). Rock Slope Engineering. Institution of Mining and Metallurgy, 3. London, UK.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1980). Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, London.

- Hoek, E. & Brown, E. T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium. (ed. J.H. Curran), 31-38. Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.
- Hoek, E. & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 34 (8), 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. Proceedings of the NARMS-TAC Conference, Toronto, 1, 267-273.
- Hoek, E., Kaiser, P. K. & Bawden, W. F. (1995). Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E. & Londe, P. (1974). The Design of Rock Slopes and Foundations. General report for Third Congress of the International Society for Rock Mechanics.
- Hoek, E., Marinos, P. & Benissi, M. (1998). Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 57(2), 151-160.
- Hoek, E., Wood, D. & Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown criterion for jointed rock masses. Proceedings in Rock Characterization, Symposium in International Society for Rock Mechanics: Eurock 92, (Edited by Hudson J.A.), 209-214. London, British Geotechnical Society.
- Hudson, J. A. & Harrison, J. P. (2000). Engineering rock mechanics an introduction to the principles. Elsevier Science Ltd. 1.
- ISRM (1979a). Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock material. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 16, 135-140.
- ISRM (1979b). Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake durability index properties. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences Geomechanics Abstracts. 16 (2), 141-156.
- ISRM (1981). Basic geotechnical description of rock masses. International Society of Rock Mechanics, Commission on the Classification of Rocks and Rock Masses. 18, 85-110.
- ISRM (1985). Suggested method for determining point load strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 22, 54-60.
- Janbu, N. (1954). Application of composite slide circles for stability analysis. Proceedings in European Conference on Stability of Earth Slopes, 3, 9-43.
- Jethwa, J., Dube, A. K., Singh, B. & Mithal, R. S. (1982). Evaluation of methods for tunnel support design in squeezing rock conditions. Proceedings, 4th International Congress International Association of Engineering Geology. 125-134. Balkema, Rotterdam.

- Jian, Z. (2007). Rock Mechanics. Course Lectures in Laboratoire de Mécanique des Roches - LMR.
- Kalamaras, G. S. & Bieniawski, Z. T. (1993). A rock mass strength concept for coal seams. Proceedings, 12th Conference Ground Control in Mining, Morgantown.
- Kulhawy, F. H. (1978). Geomechanical model for rock foundation settlement. ASCE. 27-211.
- Kulhawy, F. H. & Goodman, R. E. (1980). Design of Foundations on Discontinuous Rock. Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, International Society for Rock Mechanics. 1, 209-220.
- Ladanyi, B. & Roy, A. (1971). Some aspects of the bearing capacity of rock mass. Proceedings, 7th Canadian Symposium in Rock Mechanics. Edmonton, Canada.
- Lashkaripour, G. R. (2002). Predicting mechanical properties of mudrock from index parameters. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 61, 73-77.
- Li, A. J., Merifield, R. & Lyamin, A. (2008). Stability charts for rock slopes based on the Hoek-Brown failure criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. 45, 689-700.
- Lima, C. & Menezes, J. E. (2012). Textos de apoio de Geologia de Engenharia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lopes, I., Santos, J. A. & Almeida, I. M. (2006). Ondas sísmicas superficiais: A sua utilização na caracterização geotécnica. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade Nova de Lisboa, 1, 217-226.
- Loris, L. & Varona, P. (2001). Slope stability in surface mining. in: Practical slope-stability analysis using finite-difference codes. Society for Mining, Metallurgy and Exploration. Littleton, Colorado. 115-124.
- Louis, C. (1969). A study of ground water flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses. PhD thesis. Universität Karlsruhe. English translation: Imperial College Rock Mechanics. Research Report.
- Marinos, P. & Hoek, E. (2000). GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Conference Proceedings, GeoEng2000. 19 pp.
- Mehrotra, V. K. (1992). Estimation of engineering properties of rock mass. PhD thesis. Indian Institute of Technology Roorkee. Uttarakhand, India.
- Merifield, R., Lyamin, A. V. & Sloan, S. (2006). Limit analysis solutions for the bearing capacity of rock masses using the generalised Hoek-Brown criterion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 43, 920-937.
- Miranda, T. (2003). Contribuição para a obtenção de parâmetros geomecânicos para a modelação de obras subterrâneas em maciços graníticos. Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Especialização em Estruturas, Geotecnia e Fundações. Universidade do Minho. 186 pp.

- Miranda, T., Correia, A. G. & e Sousa, L. R. (2006). Determinação de Parâmetros Geomecânicos em Formações Rochosas e Maciços Heterogêneos. *Revista de Engenharia Civil*, 25, 17 - 40.
- Murthy, V. N. S. (2003). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Marcel Dekker, Inc. 173 - 205.
- Palchik, V. (1999). Influence of porosity and elastic modulus on uniaxial compressive strenght in soft brittle porous sandstones. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 32, 303 - 309.
- Palchik, V. & Hatzor, Y. H. (2004). Influence of porosity on tensile and compressive strenght of porous chalks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 37, 331-341.
- Palmström, A. (1982). The volumetric Joint Count - A Useful and Simple Measure of the Degree of Jointing. *IAEG Congress, New Delhi*. 5, 221228.
- Peattie, K. R. (1962). Stress and Strains Factors for Three-layer Elastic Systems. *Highway Research Board Bulletin*. n. 342, 215-253.
- Peck, R. B., Hansem, W. E. & Thornburn, T. H. (1974). *Foundation engineering*. 2 Ed. John Wiley. New York, 512 pp.
- Peng, S. & Zhang, J. (2007). *Engineering Geology for Underground Rocks*. 4 Ed. Springer, New York.
- Pereira, A. C. & Carvalho, J. R. (1987). Rock mass classifications for tunnel purposes. *Proceedings in 6th ISRM Congress*. Montreal.
- Pierce, M., Brandshaug, T. & Ward, M. (2001). Slope stability surface mining. in: *Slope stability assessment at the Main Cresson Mine*. Society for Mining, Metallurgy and Exploration. Littleton, Colorado. 239-250.
- Pinho, A. B. (2003). Caracterização geotécnica de maciços rochosos de baixa resistência - O Flysch do Baixo Alentejo. Tese de Doutorado. Universidade de Évora.
- Pinto Cunha, A. (1991). Comportamento e segurança de estruturas subterrâneas em maciços rochosos. Programa de investigação submetido para obtenção da categoria de Investigador-Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Priest, S. & Hudson, J. (1976). Estimation od discontitnuity spacing and trace length using scan line surveys. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*, 18, 183- 197.
- Quiñones-Rozo, C. (2010). Lugeon Test Interpretation Revisited. *Proceedings of the 30th Annual USSD Conference*, 405-414.
- Roark, R. J. & Young, W. C. (1970). *Formulas for Stress and Strain*. McGraw-Hill, 67-325.

- Rocha, M. (1976). Estruturas subterrâneas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 173 pp.
- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. International Symposium on the Role of Rock Mechanics, 49-53.
- Romana, M. (1993). A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating. Universidad Politécnica de Valencia, Vol 3, Chapter 23: Comprehensive Rock Engineering, 45 pp.
- Romana, M. (2003). DMR, a new geomechanics classification for use in dams foundations, adapted from RMR. Universidad Politécnica de Valencia. International Congress on Rock Mechanics organised by ISRM.
- Romana, M., Serón, J. B. & Montalar, E. (2003). SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation. International Congress on Rock Mechanics. Valencia, Spain.
- Romana, M. & Vásárhelyi, B. (2007). A discussion on the decrease of unconfined compressive strength between saturated and dry rock samples. Taylor & Francis. 31, 139-142.
- Serafim, J. L. & Pereira, J. P. (1983). Considerations of the geomechanics classification of Bieniaswki. Proceedings, International Symposium in Engineering geology for Underground Construction, 1 (2), Lisboa, Portugal, 33-44.
- Shah, S. (1992). A study of the behavior of jointed rock masses. PhD thesis. University of Toronto.
- Silva Gomes, F. (1991). Controlo da qualidade do tratamento, por injeções, de fundações rochosas de barragens de aterro. LNEC. Lisboa, 153 p.
- Singh, B. (1991). Application of rock classification methods for underground construction in river valley projects. Proceedings of the Workshop on Rock Mechanics Problems of Tunnels, Mine Roadways, and Caverns. Ooty, India.
- Singh, B. & Goel, R. (1999). Rock Mass Classification. A Practical Approach in Civil Engineering. 1 Ed. Elsevier Science Ltd.
- Singh, B. & Goel, R. (2011). Engineering Rock Mass Classification. Tunneling, Foundations, and Landslides. Elsevier Inc.
- Sjöberg, J. (1997). Estimating Rock Mass Strength Using The Hoek-Brown Failure Criterion and Rock Mass Classification - A Review and Application to the Aznalcollar Open Pit. International Report Division of Rock Mechanics. Lulea University of Technology. Sweden.
- Sjöberg, J. & Sharp, J. C. (2001). Slope stability in surface mining. in: Slope stability at Aznalcollar. Society for Mining, Metallurgy and Exploration, Littleton, Colorado. 183-202.

- Sonmez, H. & Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strenght index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 743-760.
- Sonmez, H. & Ulusay, R. (2002). A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies. *Yerbilimleri (Earthsciences)*, 26, 77-99.
- Sowers, G. F. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundation: Geotechnical Engineering*. 4 Ed. McMillan. New York.
- Starfield, A. M. & Cundall, P. A. (1988). Towards a methodology for rock slope modelling. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25, 99-106.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley, New York.
- Turgrul, A. (2004). The effect of weathering on pore geometry and compressive strenght of selected rock types from Turkey. *Engineering Geology*, 75, 215 - 227.
- Vallejo, L. I. G. d., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall. 744 p.
- Vásárhelyi, B. (2005). Technical Note. Statistical Analysis of the Influence of Water Content on the Strength of the Miocene Limestone. *Rock Mechanics Rock Engineering*, 38 (1), 6976.
- Vásárhelyi, B. & Ván, P. (2006). Influence of water content on the strength of rock. in: *Engineering Geology*. Science Direct. Vol 84, 70-74.
- Winterkorn, H. F. & Fang, H.-F. (1975). *Foundation Engineering Handbook*. Van Nostrand Reinhold, New York. 66-148.
- Wyllie, D. C. (1999). *Foundations on Rock*. 2 Ed. E&FN SPON.
- Wyllie, D. C. & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering*. 4 Ed. Spon Press.
- Zhang, L. (2005). *Engineering propertie of rocks*. Elsevier Geo-Engeneering. Vol. 4.

Apêndice A

Constantes para aplicação do critério Hoek-Brown

Tabela A.1: Directrizes para a estimativa do factor de perturbação D (Hoek et al., 2002)










Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

Tabela A.2: Estimativa das constantes para maciços rochosos não perturbados (Hoek et al., 1995)

GENERALISED HOEK-BROWN CRITERION		SURFACE CONDITION	VERY GOOD Very rough, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered or altered surfaces	POOR Slackensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings containing angular rock fragments	VERY POOR Slackensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3'}{\sigma_c} + s \right)^a$ <p>σ_1' = major principal effective stress at failure σ_3' = minor principal effective stress at failure σ_c = uniaxial compressive strength of <i>intact</i> pieces of rock m_b, s and a are constants which depend on the composition, structure and surface conditions of the rock mass</p>							
STRUCTURE							
	BLOCKY -very well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three orthogonal discontinuity sets	m_b/m_s 0.60 0.190 a 0.5 E_{mv} 75,000 v 0.2 GSI 85	0.60 0.190 0.062 0.5 40,000 0.2 75	0.40 0.062 0.5 20,000 0.25 62	0.26 0.015 0.5 9,000 0.25 48	0.16 0.003 0.5 5,000 0.25 38	0.08 0.0004 0.5 3,000 0.25 34
	VERY BLOCKY-interlocked, partially disturbed rock mass with multifaceted angular blocks formed by four or more discontinuity sets	m_b/m_s 0.40 0.062 a 0.5 E_{mv} 40,000 v 0.2 GSI 75	0.40 0.062 0.5 24,000 0.25 65	0.29 0.021 0.5 9,000 0.25 48	0.16 0.003 0.5 5,000 0.25 38	0.11 0.001 0.5 3,000 0.25 30	0.07 0 0.53 2,500 0.3 25
	BLOCKY/SEAMY-folded and faulted with many intersecting discontinuities forming angular blocks	m_b/m_s 0.24 0.012 a 0.5 E_{mv} 18,000 v 0.25 GSI 60	0.24 0.012 0.5 10,000 0.25 50	0.17 0.004 0.5 6,000 0.25 40	0.12 0.001 0.5 3,000 0.3 30	0.08 0 0.5 2,000 0.3 20	0.06 0 0.55 1,000 0.3 10
	CRUSHED-poorly interlocked, heavily broken rock mass with a mixture of angular and rounded blocks	m_b/m_s 0.17 0.004 a 0.5 E_{mv} 10,000 v 0.25 GSI 50	0.17 0.004 0.5 6,000 0.25 40	0.12 0.001 0.5 3,000 0.3 30	0.08 0 0.55 2,000 0.3 20	0.06 0 0.55 1,000 0.3 10	0.04 0 0.60 1,000 0.3 10

Apêndice B

Factor K

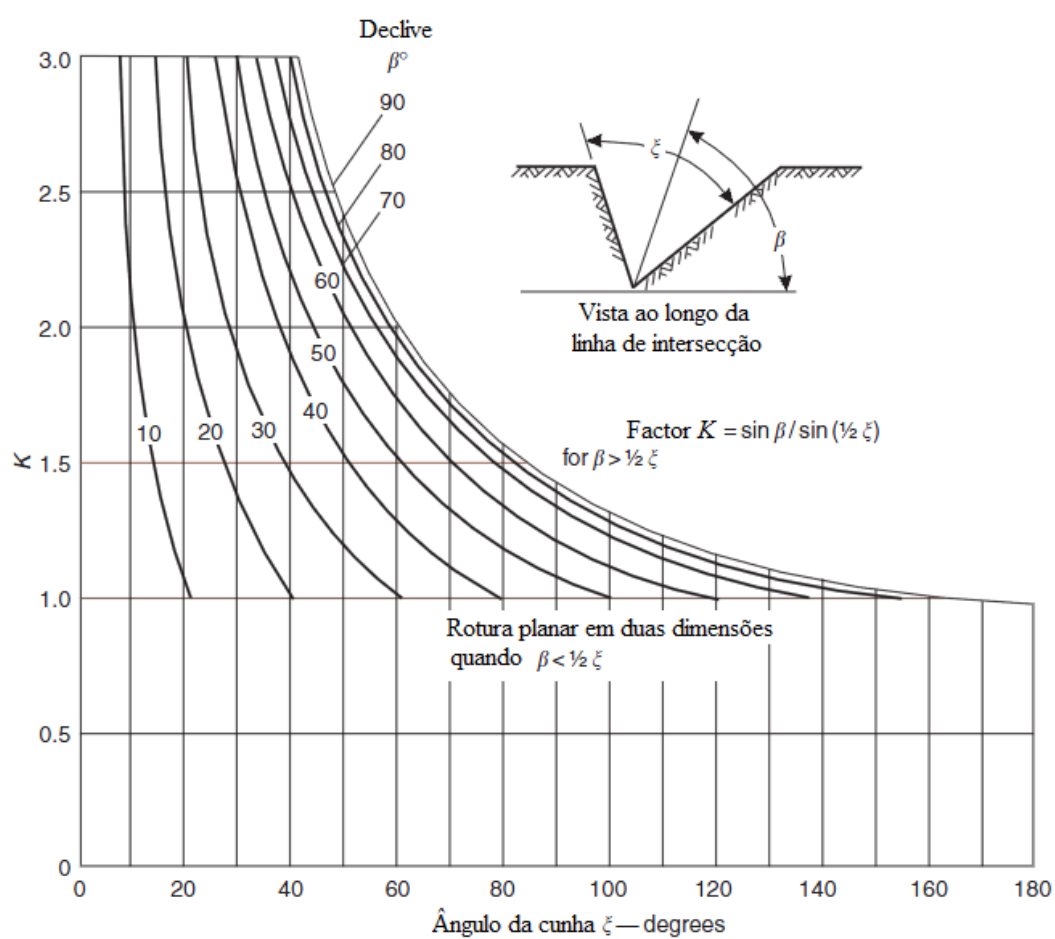


Figura B.1: Valor do factor K em função da geometria da cunha (Wyllie & Mah, 2004).

Apêndice C

Ábacos Hoek & Bray (1981) para uma rotura circular

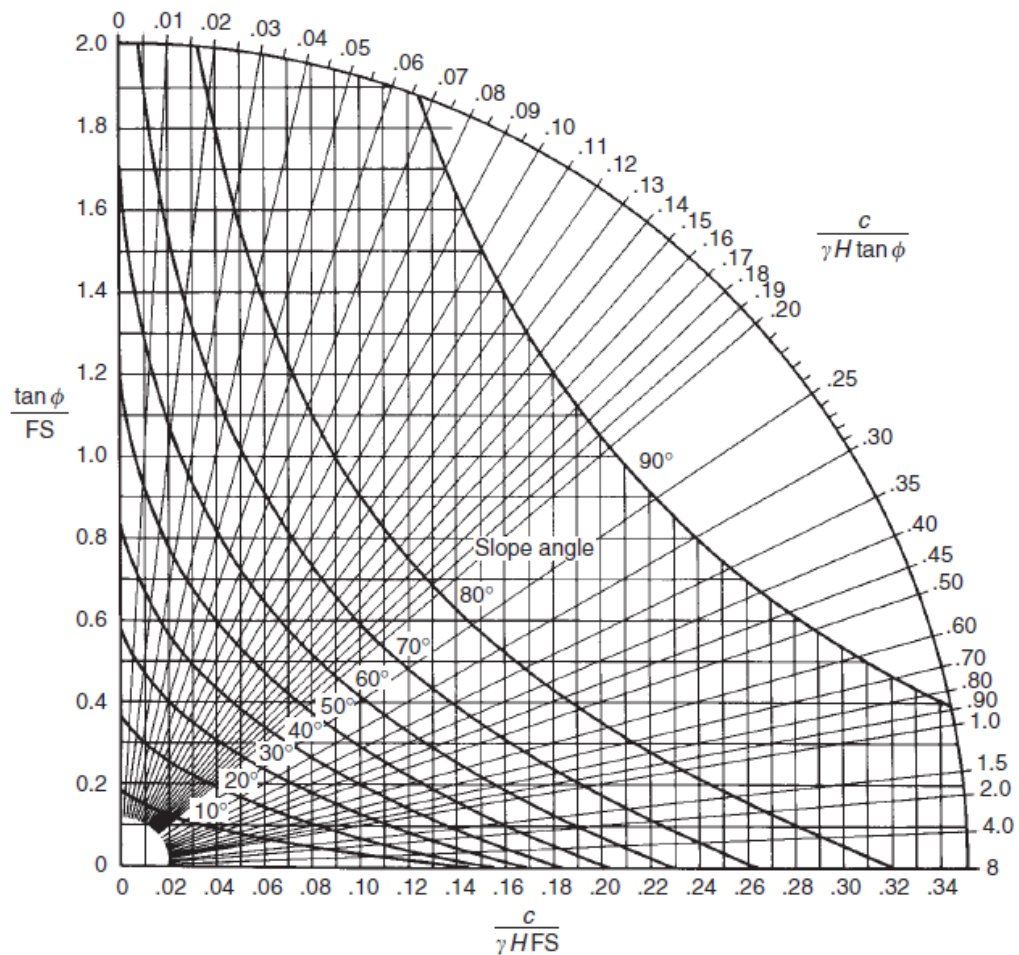


Figura C.1: Ábaco 1 para uma rotura circular - Talude em condições completamente drenadas (Hoek & Bray, 1981).

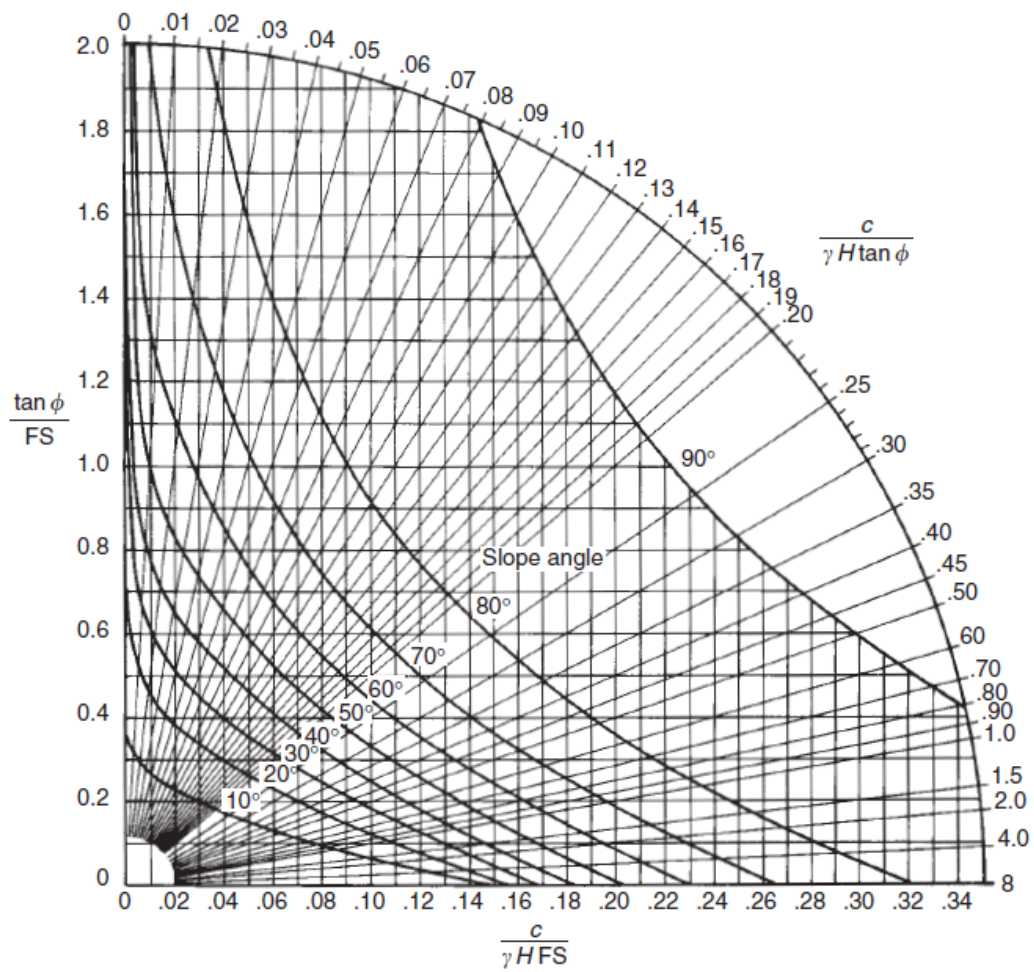


Figura C.2: Ábaco 2 para uma rotura circular - Superfície freática a $8H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).

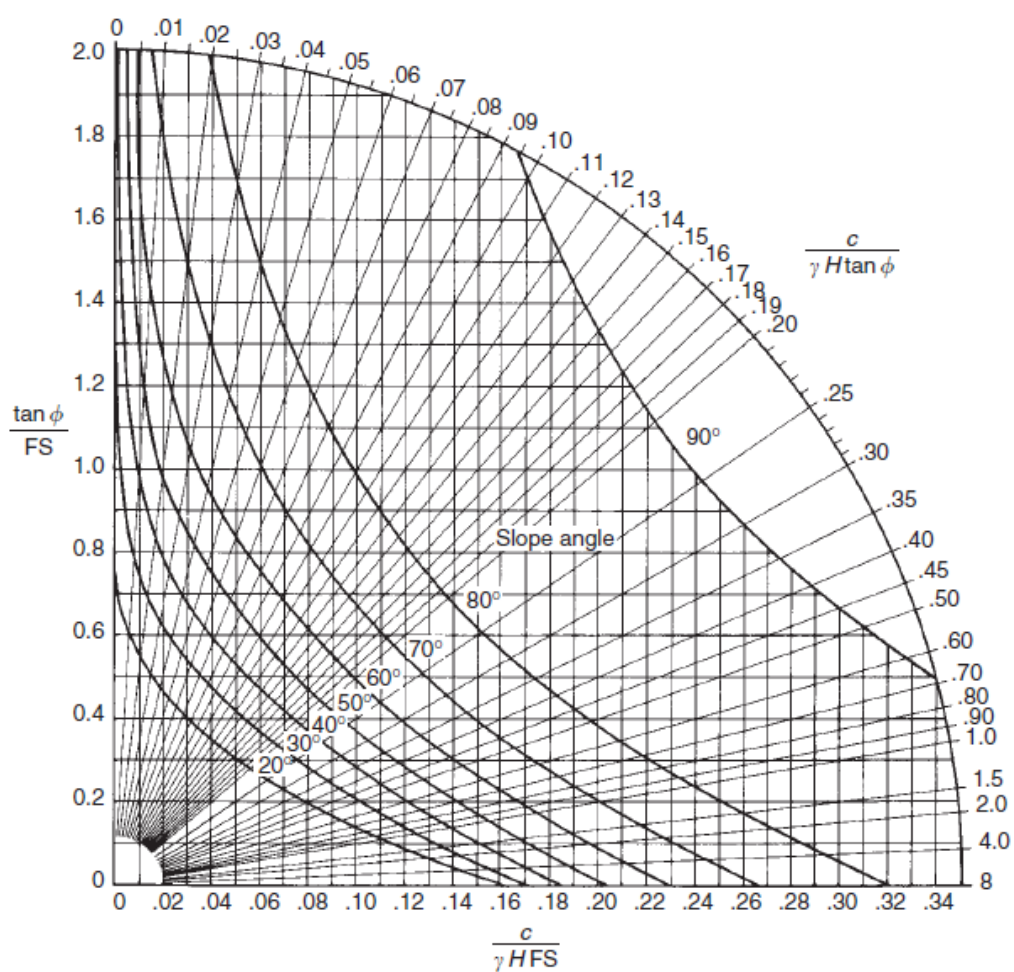


Figura C.3: Ábaco 3 para uma rotura circular - Superfície freática a $4H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).

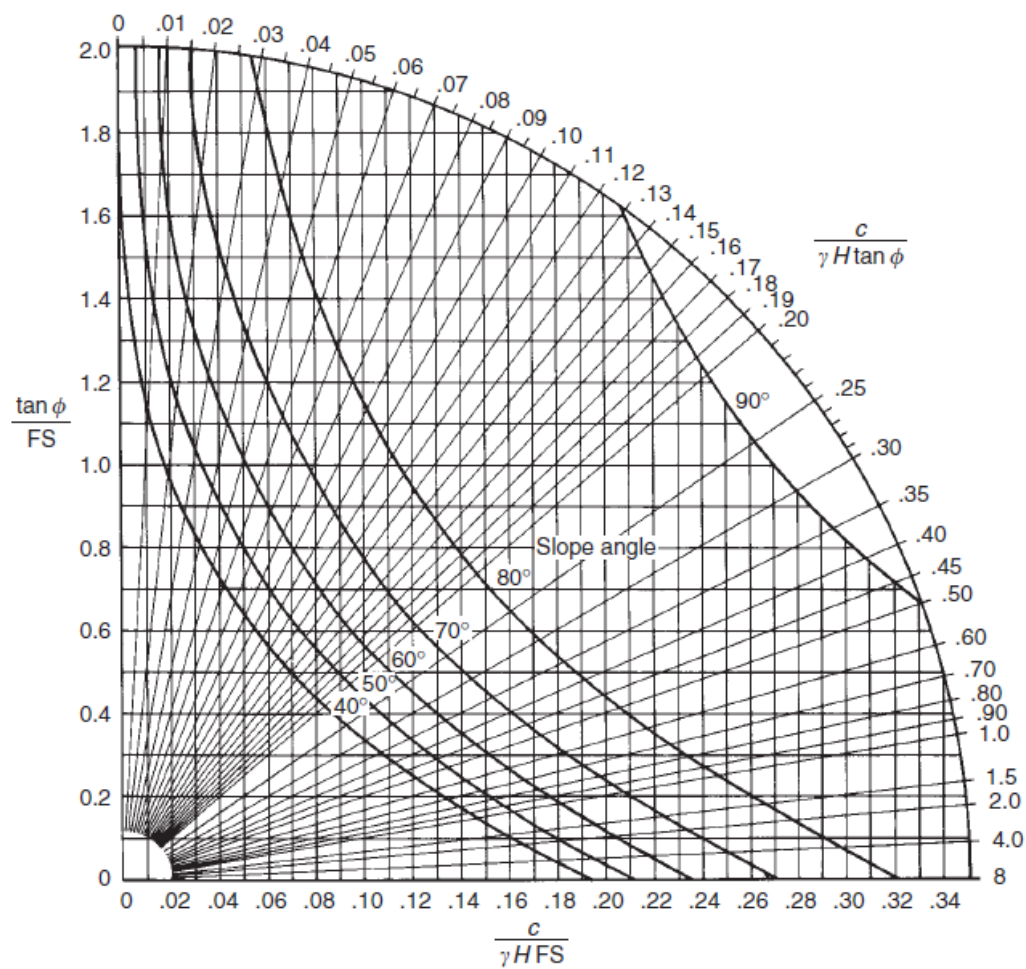


Figura C.4: Ábaco 4 para uma rotura circular - Superfície freática a $2H$ de distância do pé do talude (Hoek & Bray, 1981).

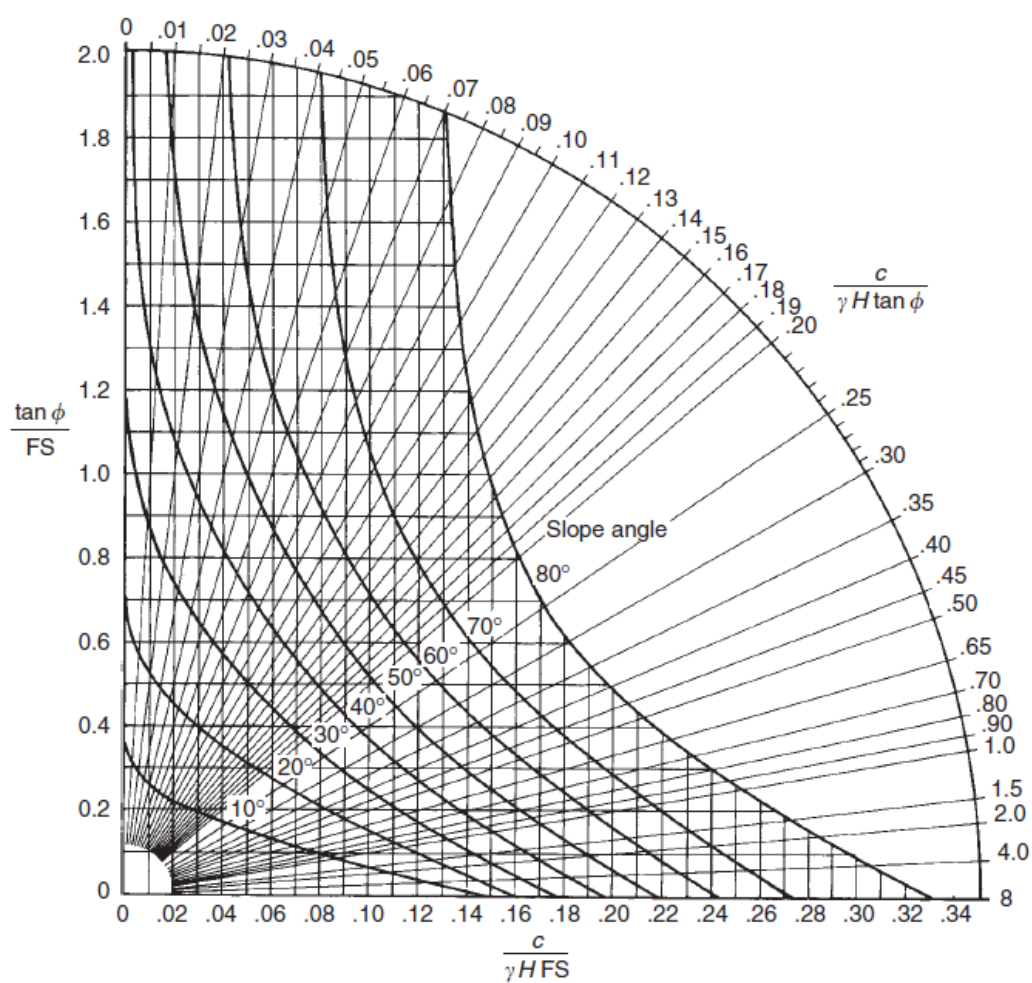


Figura C.5: Ábaco 5 para uma rotura circular - Talude completamente saturado sujeito a forte sobrecarga devido ao peso da água (Hoek & Bray, 1981).

Apêndice D

Ábacos Hoek & Bray (1981) para uma rotura em cunha

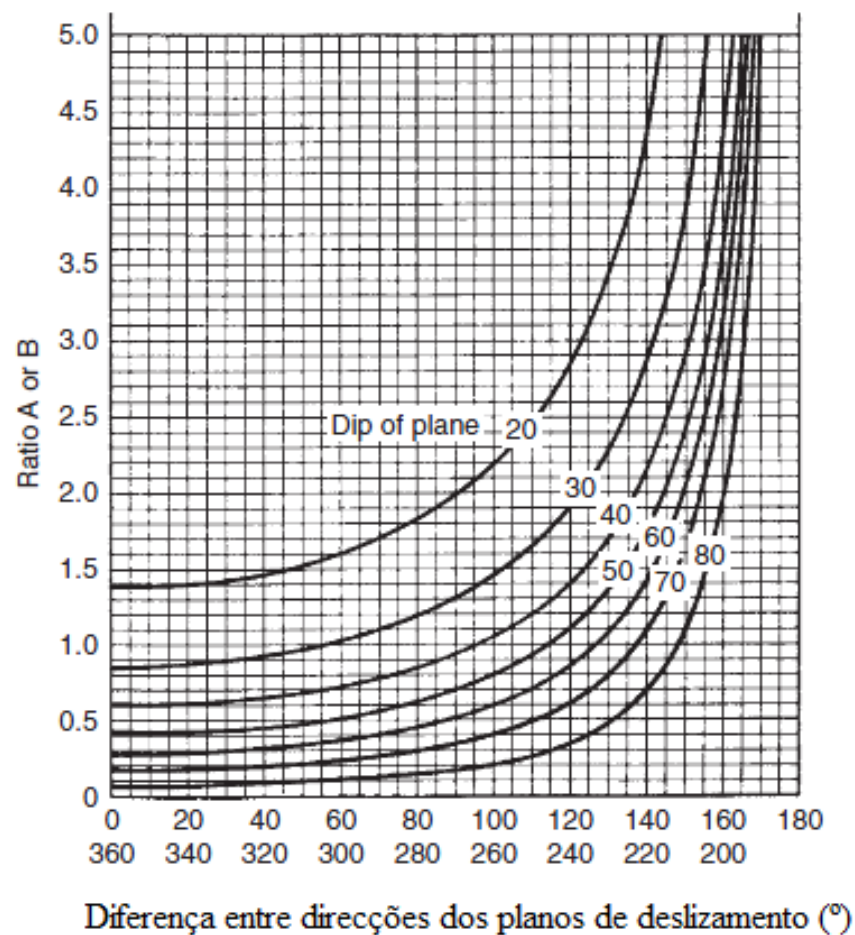


Figura D.1: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 0° (Hoek & Bray, 1981).

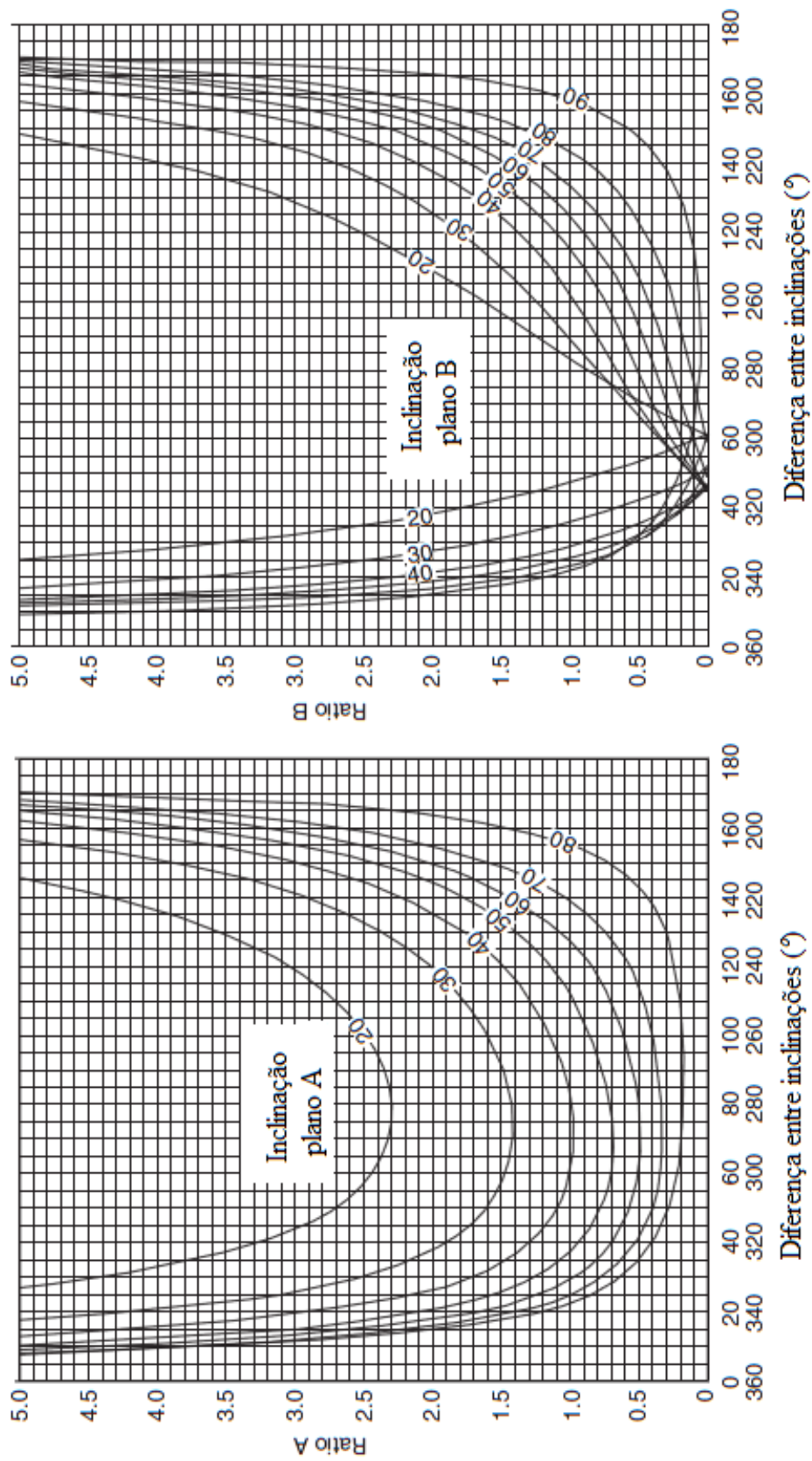


Figura D.2: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 10° (Hoek & Bray, 1981).

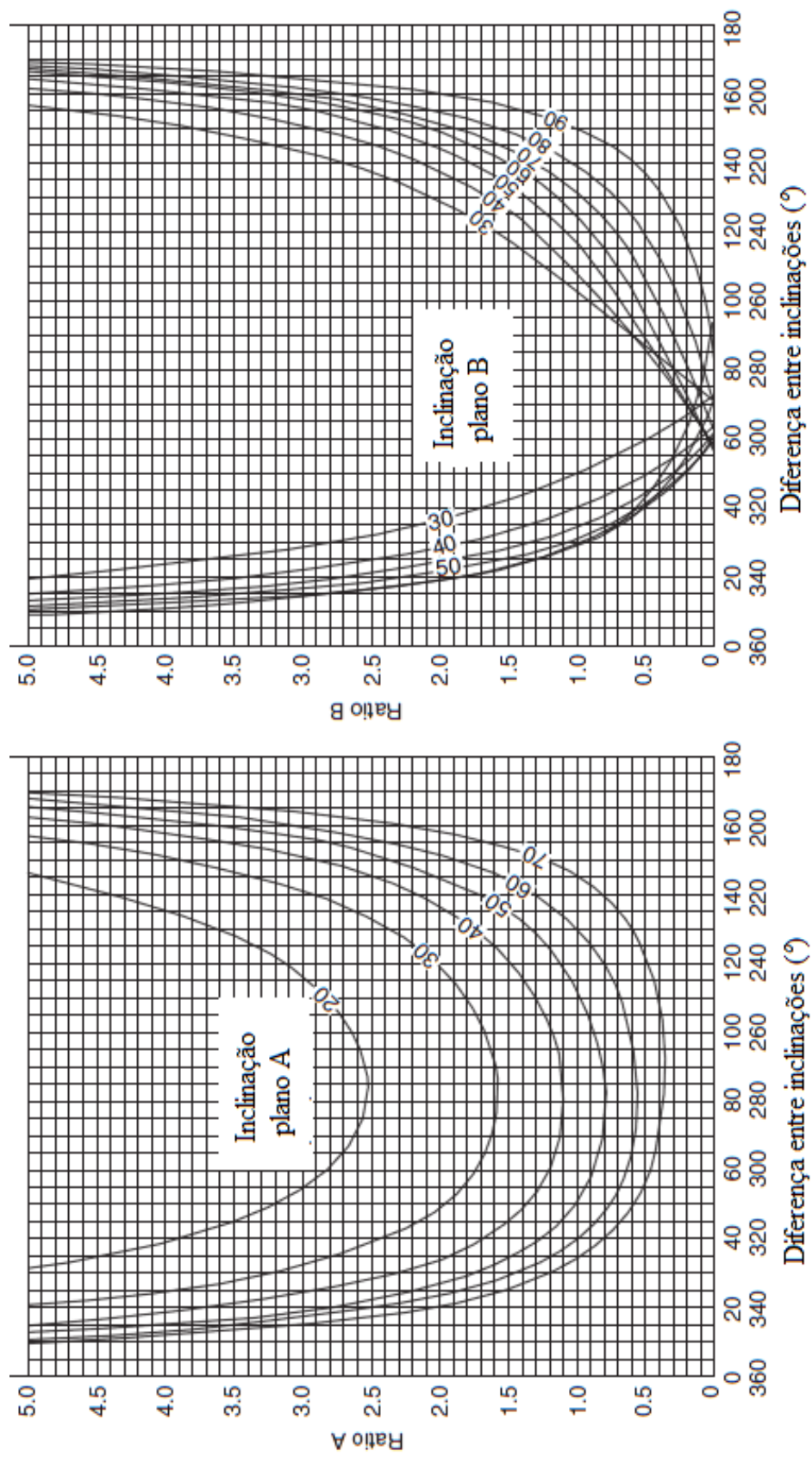


Figura D.3: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 20° (Hoek & Bray, 1981).

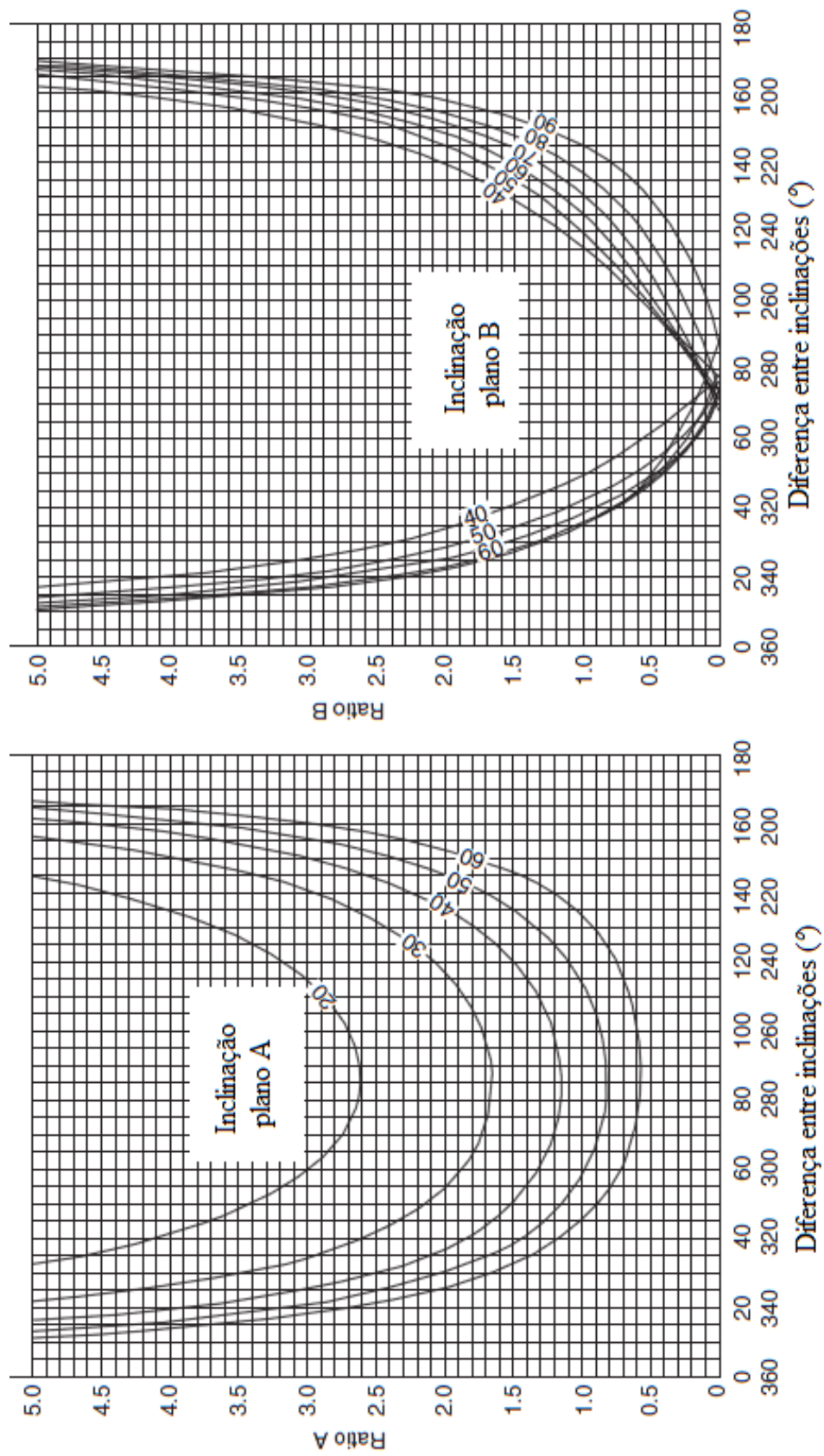


Figura D.4: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 30° (Hoek & Bray, 1981).

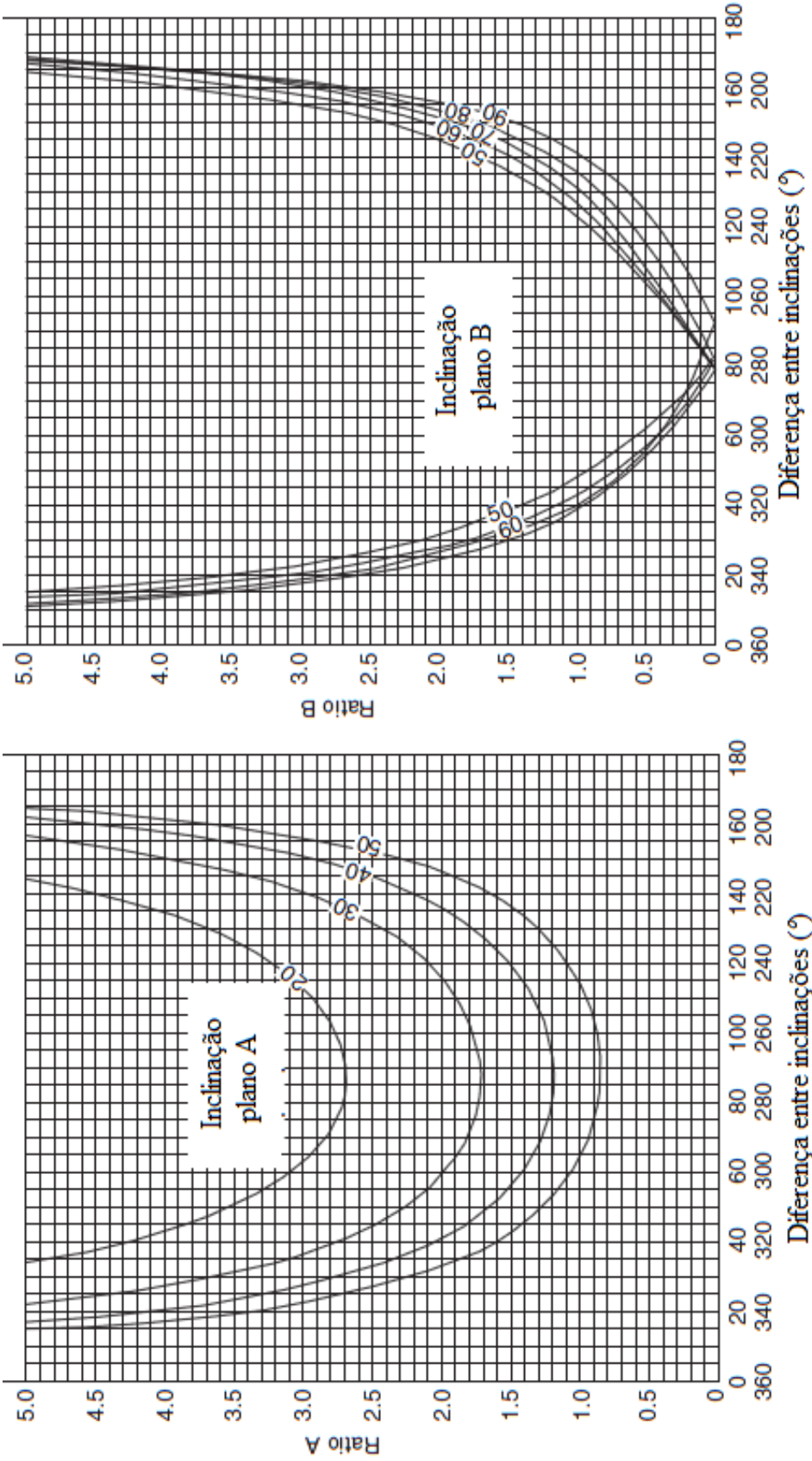


Figura D.5: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 40° (Hoek & Bray, 1981).

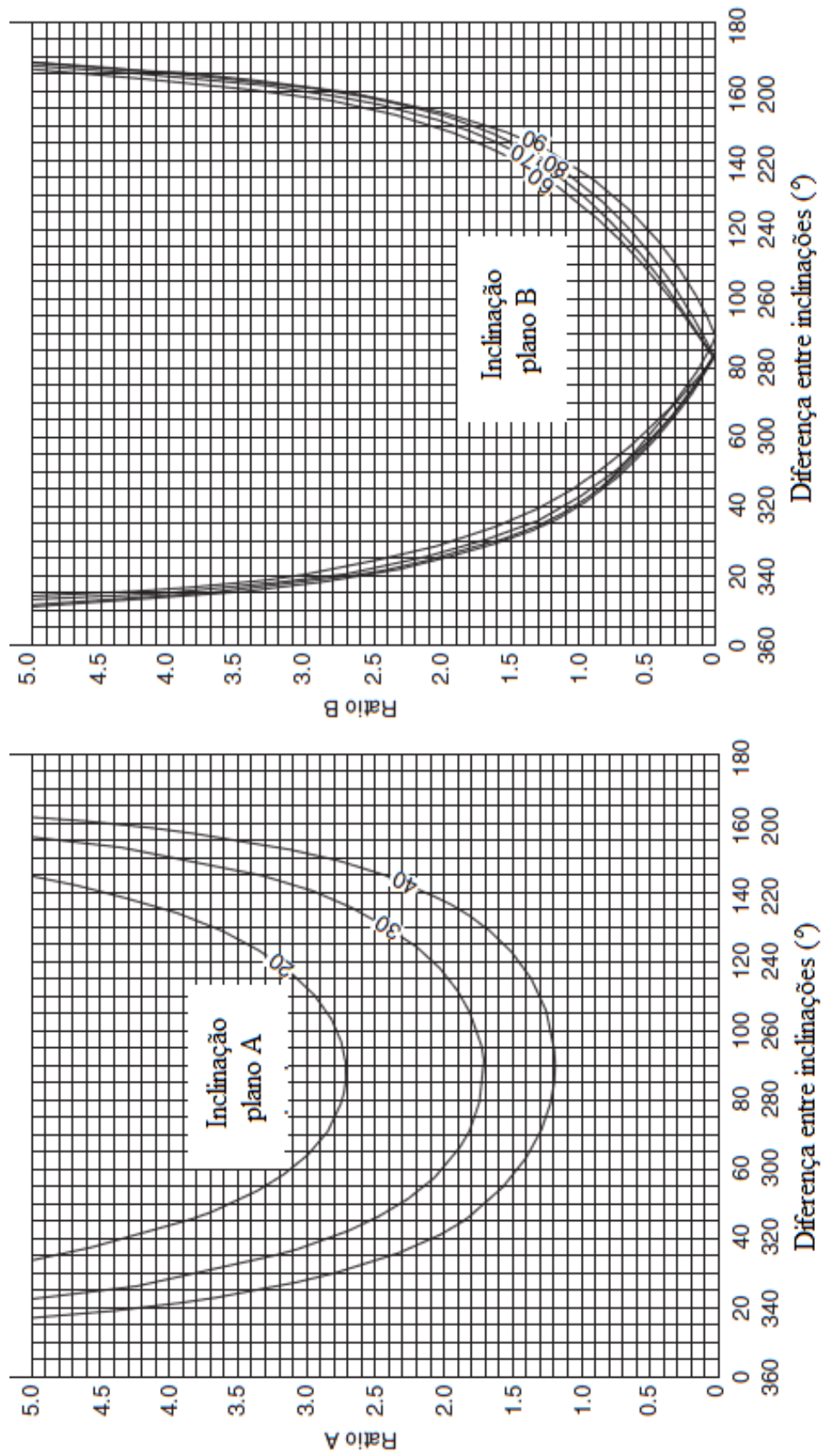


Figura D.6: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 50° (Hoek & Bray, 1981).

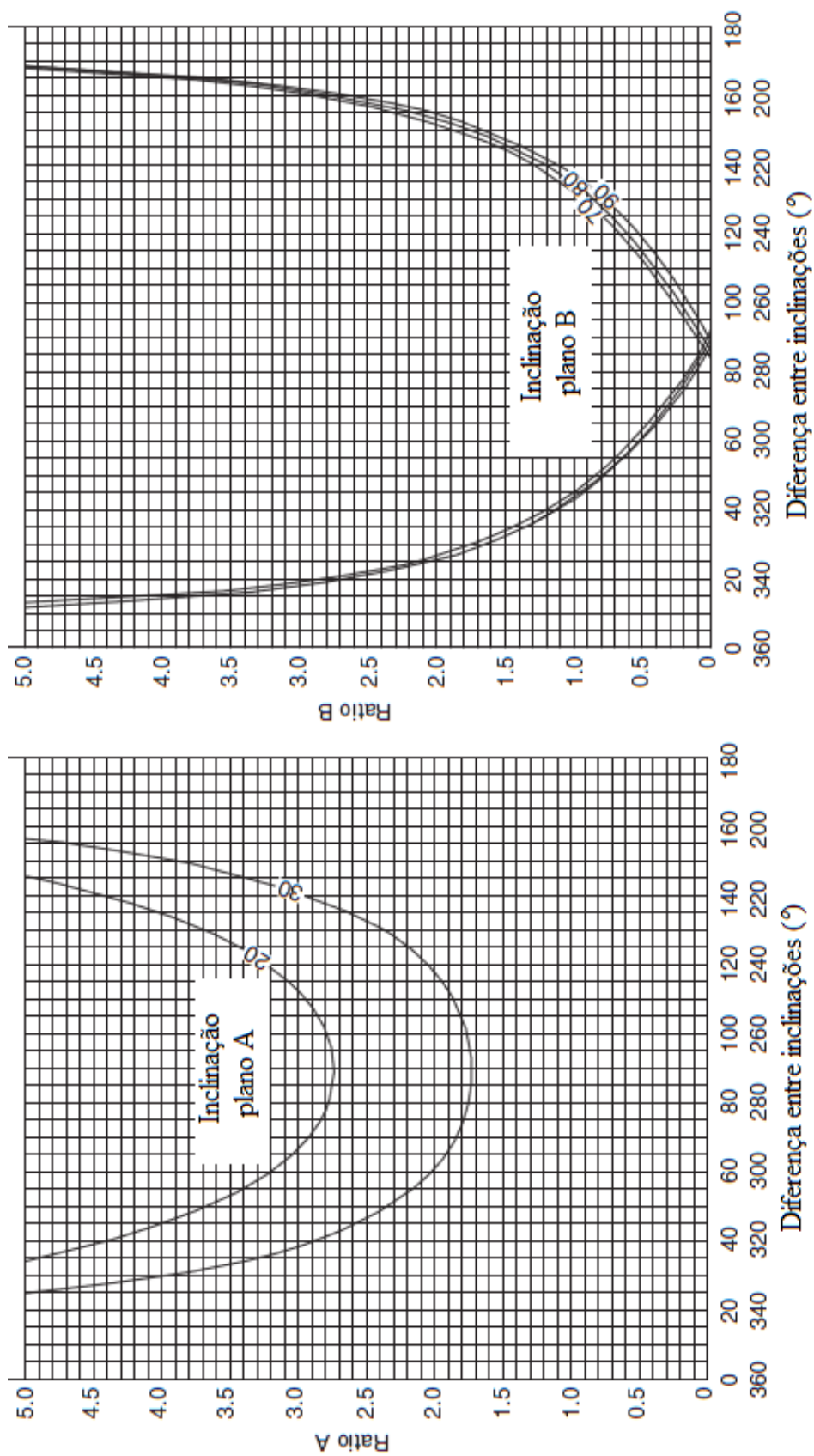


Figura D.7: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 60° (Hoek & Bray, 1981).

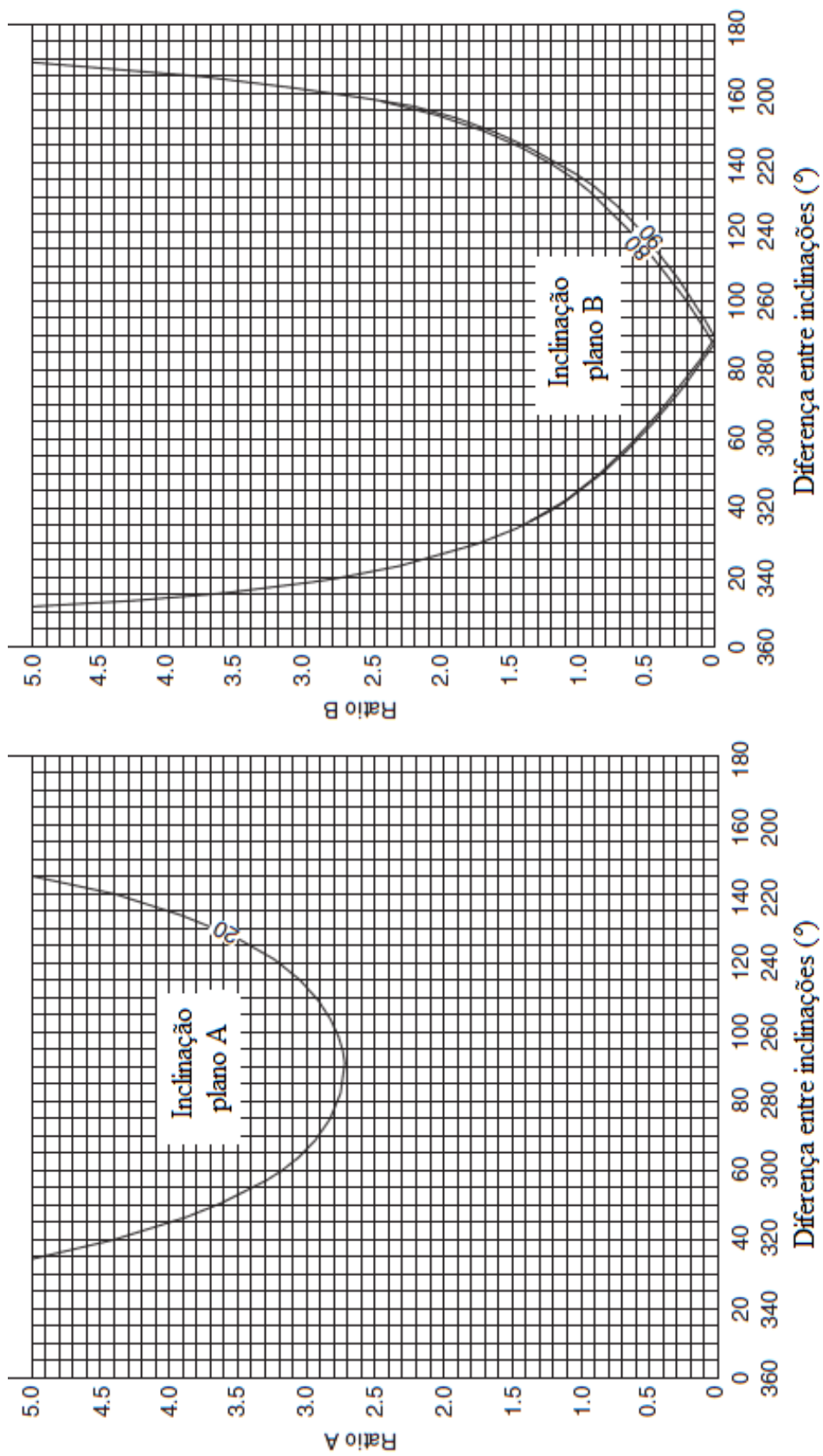


Figura D.8: Ábacos de estabilidade para uma rotura em cunha: Valores de A e B para uma diferença de inclinação de 70° (Hoek & Bray, 1981).